

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU  
Rakennustekniikan koulutusohjelma  
Talonrakennustekniikka

Tutkintotyö

Kaarle Koskela

**PERUSPULTTILIITOKSEN TOIMINTA JA MITOITTAMINEN EUROKOODIN MUKAAN**

Työn ohjaaja: DI Risto Lilja  
Työn teettäjä: Pöyry Civil Oy  
Työn valvoja: DI Esko Mäkinen

Tampere 2007

# TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Talonrakennustekniikka

Koskela, Kaarle Peruspulttiliitoksen toiminta ja mitoittaminen eurokoodin mukaan

Tutkintotyö 62 sivua

Työn ohjaaja DI Risto Lilja

Työn teettäjä Pöyry Civil Oy, valvojana DI Esko Mäkinen

Huhtikuu 2007

Hakusanat peruspulttiliitos, ankkuripultti, leikkauspala

## TIIVISTELMÄ

Työni aiheena on peruspulttiliitoksen toiminta ja mitoittaminen eurokoodi-standardiston mukaisesti. Peruspulttiliitos on yleisesti käytetty liitostyyppi teollisuusrakentamisessa sekä muissa rakenteissa, joissa kuormat keskitetään suhteellisen pienille perustuksille. Peruspulttiliitosten mitoittaminen tehdään tavallisesti valmistajien taulukoiden avulla. Valmistajien taulukoiden mitoitusapaukset perustuvat kuitenkin perustapauksiin ja poikkeavissa mitoitusilanteissa tuloksia ei saada tai ne ovat epäluotettavia.

Työni tarkoituksena on ollut kerätä eri lähteistä käyttökelpoisimmat peruspulttiliitosten laskemiseen liittyvät kaavat. Kaavoja olen tarvittaessa muokannut pyrkimyksenäni luoda niistä mahdollisimman helppokäyttöisiä. Kaavojen käyttökelpoisuuden tutkiminen tapahtui testaamalla niitä esimerkkilaskuin käsinlaskentamenetelmällä.

Työn tuloksena syntyi kattava mitoitusohje peruspulttiliitokseen kuuluvien osien: pohjalevyn, peruspulttien, leikkauspalan ja peruspilarin yksinkertaistettuun mitoittamiseen. Ohjeessa termit, osavarmuuskertoimet ja mitoituksen kulku ovat eurokoodin mukaisia. Tulevaisuudessa tekemäni mitoitusohjeen pohjalta on tarkoitus luoda suunnittelukäyttöön tarkoitettu mitoitusohjelma Pöyry Civil Oy:ssä.

TAMPERE POLYTECHNIC

Construction engineering

Koskela, Kaarle      Design of base bolt joint

Engineering Thesis    62 pages

Instructor              Risto Lilja (MSc)

Orderer                 Pöyry Civil Oy. Supervisor: Esko Mäkinen (MSc)

April 2007

Keywords               foundation anchor bolt, base bolt joint

## **ABSTRACT**

Base bolt joints are commonly used as joints in industry construction. Measuring and defining base bolt joints is often based on the tables given by the manufacturers. However, the usage of the ready-made tables creates problems which I'm trying to solve in this thesis.

Manufacturer's tables are normally based on standard cases. As a result, in non-standard cases the measurements in the tables are unreliable or serve no meaning whatsoever. For this thesis, I have collected all the available formulas which I have formulated to be used in measurement for base bolt joints. The usability of formulas has been checked by example cases and counting.

As a result of my work I have created an extensive measurement instructions that can be used for measuring the different parts of the base bolt joint. The instructions given are accordant with the eurocode standards.

In future, my thesis will serve as the basis of creating a measurement program for desing work at Pöyry Civil Ltd.

## SISÄLLYSLUETTELO

### TIIVISTELMÄ

### ABSTRACT

SISÄLLYSLUETTELO .....	4
LYHENTEIDEN JA MERKKIEN SELITYKSET .....	5
1 JOHDANTO .....	6
2 STANDARDIT .....	8
3 MATERIAALIT .....	9
3.1 Betoni .....	9
3.2 Rakenneteräs .....	9
3.3 Osavarmuusluvut .....	11
4 POHJALEVY .....	13
4.1 Taivutuskestävyys .....	13
4.1.1 Pilarin keskeinen puristus .....	13
4.1.2 Pilarin puristus ja taivutusmomentti .....	17
4.2 Leikkauskestävyys .....	29
4.2.1 Irtileikkautuminen .....	30
4.2.2 Reunapuristuskestävyys .....	31
4.3 Aluslevyn leikkauskestävyys .....	31
5 PERUSPULTIT .....	33
5.1 Ankkurin vetokestävyys .....	35
5.2 Ankkurin leikkauskestävyys .....	39
5.3 Yhteisvaikutusten tarkastelu .....	43
5.4 Peruspulttien työnaikainen kestävyys .....	43
5.4.1 Rasitukset .....	44
5.4.2 Kestävyydet .....	45
5.4.3 Yhdistetyt rasitukset .....	47
6 LEIKKAUSPALA .....	49
6.1 Kitkan vaikutus .....	49
6.2 Profiilin ja pituuden määrittäminen .....	50
6.3 Leikkauspalan taivutuskestävyys .....	54
6.4 Leikkauspalan leikkauskestävyys .....	55
6.5 Leikkauspalan yhdistetyt rasitukset .....	55
7 PERUSPILARI .....	57
7.1 Paikallinen puristuskestävyys .....	57
7.2 Halkaisuvoimat .....	58
8 JOHTOPÄÄTÖKSET .....	60
LÄHTEET .....	61

## LYHENTEIDEN JA MERKKIEN SELITYKSET

CEN Comité Européen de Normalisation/

European Committee for Standardization/

“Euroopan standardisointikomitea” (kirjoittajan suomennus)

$E$  kimmokerroin

$I$  jäyhyysmomentti

$W$  taivutusvastus

$f_y$  teräksen myötölujuus

$f_u$  teräksen murtolujuus

$f_{ck}$  betonin lieriöpuristuslujuus

$f_{ckcube}$  betonin kuutiopuristuslujuus

$f_{cd}$  betonin puristuslujuuden suunnitteluarvo mitattuna betonin  
lieriöpuristuslujuuden avulla

$\gamma$  materiaalin osavarmuusluku kappaleen 4 mukaan

$M$  momentti

$N$  normaalivoima

$V$  leikkausvoima

alaindeksit:

$e_f$  tehollinen arvo

$R_d$  kestävyys, mitoitusarvo

$S_d$  rasitus, mitoitusarvo

## 1 JOHDANTO

Peruspulttiliitos on yleisesti käytetty liitostyyppi teollisuusrakentamisessa sekä muissa rakenteissa, joissa kuormat keskitetään suhteellisen pienille perustuksille. Peruspulttiliitos koostuu peruspilarista, jälkivalusta, peruspulteista, mahdollisesta leikkauspalasta ja pilarista.

Peruspulttiliitosten mitoittaminen on tapahtunut tavallisesti valmistajien taulukoista. Valmistajien taulukoiden mitoitusapaukset perustuvat kuitenkin perustapauksiin ja poikkeavissa mitoitusilanteissa tuloksia ei saa tai ne ovat epäluotettavia. Työn tavoitteina oli kerätä kokoon eri kaavat ja mitoitusmenetelmät, joita peruspulttiliitoksen mitoittamisessa tarvitaan. Työn ja työn pohjalta tehtävän mitoitusohjelman on tarkoitus tulla Pöyry Civil Oy:n rakennesuunnittelijoille avuksi peruspulttiliitoksen mitoittamiseen.

Työssä on yksityiskohtia, jotka vaatisivat tarkkaa analysointia FEM-ohjelmia käyttäen, jotta päästäisiin täydelliseen tarkkuuteen. Täydellinen tarkkuus kuitenkin lisäisi huomattavasti työn määrää ja työstä tulisi insinöörityöksi liian laaja. Lisäksi FEM-ohjelmien käyttö vaikeuttaisi ohjelman käytettävyyttä, ja tarkoituksena on kuitenkin tehdä ohjelma, jota voi käyttää vaivattomasti kuka tahansa rakennesuunnittelija. Tarkkoja analysointeja vaativat yksityiskohdat sivuutetaan likimääräisillä yksinkertaistetuilla laskutoimituksilla ja varmistetaan, että laskenta on varmalla puolella.

Työ on tehty etsimällä kuhunkin ongelmaan mahdollisimman monta ratkaisutapaa ja valitsemalla niistä parhaiten työn luonteeseen sopiva ratkaisu, jossa yhdistyy optimaalisesti laskennan yksinkertaisuus ja tuloksen turvallisuus. Työ noudattaa eurokoodia (ENV-esistandardeja) mitoitusmenetelmien, varmuuskertoimien ja merkintätapojen suhteen. Joitakin asioita on käsitelty kansallisen normin tai alan järjestöjen julkaisuiden mukaisesti ja termit on muutettu eurokoodin muotoon.

Työn ajankohta on asettanut työlle omat haasteensa. Eurokoodit ovat melko tuore mitoitusjärjestelmä ja vasta ENV-esistandardit ovat käytössä. Varsinaiset EN-standardit tulevat käyttöön aikaisintaan 1.8.2007 alkaen, jolloin Suomessa on käytössä samanaikaisesti kolme mitoitusnormia.

## 2 STANDARDIT

Suomessa on tähän asti rakennettu ja suunniteltu rakennuksia Suomen rakentamismääräyskokoelman määräysten ja ohjeiden mukaan. Rakentamismääräyskokoelma on voimassa ja siihen on tulossa edelleen päivityksiä.

Suomessa käytetään mitoitus- ja suunnitteluohjeena myös erilaisia valmistajien ja yhdistysten laatimia ohjeita ja normeja, joissa mitoittaminen perustuu vielä enimmäkseen rakentamismääräyskokoelman määräyksiin ja ohjeisiin. Esimerkkeinä yhdistyksistä mainittakoon Betoniyhdistys BY ja Rakennusinsinöörien liitto RIL.

Euroopan standardisoimiskomitea (CEN) on julkaissut esistandardeina (ENV) 62 kappaletta eurokoodeja vuosina 1992 - 1998. Esistandardit ovat rinnakkaiskäytössä Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMK) kanssa. ENV-versioiden muuttaminen varsinaisiksi standardeiksi (EN-standardeiksi) alkoi vuonna 1998. ENV-esistandardien ja EN-standardien rinnakkaiskäytön päättymistä ei ole määritetty tarkasti. Internet-sivustolla [www.eurocodes.fi](http://www.eurocodes.fi), joka on Suomessa eurokoodien käyttöönottoa helpottamaan luotu sivusto, rinnakkaiskäytön kerrotaan jatkuvan ”jonkin aikaa”. Eurokoodien laatijaorganisaatio CEN laatii myös lisäohjeita rakenteiden suunnitteluun. Tämänkaltaiset lisäohjeet ovat tärkeitä, kun pyrkimyksenä on Euroopan laajuinen yhtenäinen mitoitusohjeisto.

Ympäristöministeriö ja alan järjestöt ovat sitoutuneet siihen, että eurokoodien (EN-standardien) ensimmäinen paketti (eurokoodit 1 - 5, 7) otetaan käyttöön Suomessa 1.8.2007. Pakettiin kuuluvat muun muassa betoni- ja teräsrakenteita koskevat eurokoodit. EN-standardien käyttöönoton jälkeen Suomessa on rinnakkaiskäytössä kolme mitoitusnormistoa, jotka johtavat erilaisiin tuloksiin.

Tavoite on, että 1.4.2010 alkaen eurokoodit olisivat ainoa käytettävä mitoitusstandardi.



### 3 MATERIAALIT

#### 3.1 Betoni

Betonin lujuusluokan tunnus on eurokoodissa kaksiosainen, esimerkiksi C20/25. Tunnuksen ensimmäinen luku tarkoittaa betonin lieriöpuristuslujuutta ja jälkimmäinen luku kuutiopuristuslujuutta. Suomen normin lujuusluokan tunnus ilmaisee betonin kuutiolujuuden, esimerkiksi K25. Taulukossa 1 on esitetty SFS-ENV 1992 mukaisesti lujuusluokkien C12/15...C90/105 lujuusarvot  $f_{ck}$  ja  $f_{ck,cube}$ .

Taulukko 1. betonin lujuusarvot SFS-ENV 1992 mukaan /2, s.33/

Tunnus	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40
$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50
Tunnus	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
$f_{ck}$	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$	55	60	67	75	85	95	105

Tulevissa kaavoissa oletetaan, että betonin lujuusluokka on välillä C20/25...C50/60 eli on kyse niin sanotuista normaalibetoneista.

#### 3.2 Rakenneteräs

Taulukossa 2 on esitetty standardin SFS-EN 1993-1-1 mukaisesti teräsprofiilin nimellispaksuuden vaikutus teräksen nimelliseen myötö- ja murtolujuuteen. Lujuusarvot on eritelty standardin EN 10025 mukaan. Eri standardien välinen teräslajien vertailu on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 2. rakennepaksuuden vaikutus lujuuteen /5, s.26/

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Taulukko 3. standardien vertailu

Myötö- lujuus f <sub>y</sub> N/mm <sup>2</sup>	Murto- lujuus f <sub>u</sub> N/mm <sup>2</sup>	EN 10 025 1993	EN 10 025 1991	SFS 200 1986	SS 14 xxxx 1987	DIN 17100 1980	BS 4360 1986	NF A35-501 1981	JIS G 3101 1991 (1987)
235	360-510	S235 JR	Fe360 B	—	13 11-00	St 37-2	—	E 24-2	SS 330, (SS 34)
235	360-510	S235 JRG2	Fe360 BFN	Fe 37 B	13 12-00	RSt 37-2	40 B	—	—
235	360-510	S235 JO	Fe360 C	—	—	St 37-3 U	40 C	E 24-3	—
235	360-510	S235 J2G3	Fe360 D1	Fe 37 D	—	St 37-3 N	40 D	E 24-4	—
235	360-510	S235 J2G4	Fe360 D2	—	—	—	—	—	—
275	430-580	S275 JR	Fe430 B	Fe 44 B	14 12-00	St 44-2	43 B	E 28-2	SS 400, (SS 41)
275	430-580	S275 JO	Fe430 C	—	—	St 44-3 U	43 C	E 28-3	—
275	430-580	S275 J2G3	Fe430 D1	Fe44 D	14 14-00	St 44-3 N	43 D	E 28-4	—
275	430-580	S275 J2G4	Fe430 D2	—	14 14-01	—	—	—	—
355	510-680	S355 JR	Fe510 B	—	(21 72-00)	—	50 B	E 36-2	SS 490, (SS 50)
355	510-680	S355 JR	Fe510 C	Fe 52 C	—	St 52-3 U	50 C	E 36-3	—
355	510-680	S355 JR	Fe510 D1	Fe 52 D	(21 74-01)	St 52-3 N	50 D	—	—
355	510-680	S355 JR	Fe510 D2	—	—	—	—	—	—
355	510-680	S355 JR	Fe510 DD1	—	—	—	—	E 36-4	—
355	510-680	S355 JR	Fe510 DD2	—	—	—	—	—	—
185	290-510	S185	Fe310-0	Fe 33	13 00-00	St 33	—	A 33	—
295	470-610	E295	Fe490-2	Fe 50	15 50-00 15 50-01	St 50-2	—	A 50-2	—

### 3.3 Osavarmuusluvut

Suunnittelu eurokoodissa tapahtuu rajatilamitoituksella. Tässä työssä on oletuksena, että suunnittelija, joka lukee työtä ja käyttää sen pohjalta tehtävää mitoitusohjelmaa, tuntee mitoituksen perusteet.

Taulukko 4. Betonirakenteen osavarmuusluvut

Rakenneluokka	Betonin osavarmuusluku $\gamma_c$	Betoniteräksen osavarmuusluku $\gamma_s$
1	1,35*	1,1*
2	1,5	1,15

\* ENV 1992:ssa on kaksi rakenneluokkaa. Materiaalin osavarmuusluvut ovat taulukon 4 mukaiset muutoin, paitsi 2-rakenneluokan  $\gamma_s$  on 1,2. EN 1992:ssa ei ole eri rakenneluokkia, mutta materiaalin osavarmuuslukua voi muuttaa kansallisen liitteen mukaan:

”Osavarmuusluvuille  $\gamma_c$  ja  $\gamma_s$  voidaan käyttää pienennettyjä arvoja, jos erityistoimenpiteillä pienennetään laskennalliseen kantokykyyn sisältyvää epävarmuutta.

EN 1992-1-1 kohdassa 1.3 oletetaan mm., että

- työnsuoritus on esistandardin ENV 13670 mukaista
- suunnittelijoilla, työnjohdolla ja työntekijöillä on asianmukainen pätevyys ja tehtaissa ja työmailla on asianmukainen laadunvalvonta

Näiden osalta kansalliset vaatimukset voivat olla voimassa ja kun kyseistä eurooppalaista esistandardia ei ole Suomessa voimaan saatettu ja kun sen muuttaminen EN-standardiksi vienee vielä muutaman vuoden, niin:

- RakMK B4 työnsuoritussäännöt, toleranssit ja rakenneluokat 1 ja 2 voidaan pitää voimassa ja niitä voidaan käyttää edellä mainittuun lasketun kantokyvyn epävarmuuden pienentämiseen
- Suunnittelijan pätevyys määräytyy RakMK A2:n mukaan myös Eurocodeilla suunniteltaessa.”

Taulukko 5. Betonirakenteen liitosten osavarmuusluvut

Rakenneluokka	Betonin osavarmuusluku liitoksessa $\gamma_{Mc}$	Teräksen osavarmuusluku liitoksessa $\gamma_{Ms}$ /9/
1		
2	1,5	vedolle: $\gamma_{Ms} = 1,25 f_{uk} / f_{yk} \geq 1,4$ leikkaukselle: $\gamma_{Ms} = 1,0 f_{uk} / f_{yk} \geq 1,25 \quad f_{uk} \leq 800 \frac{N}{mm^2}$ $\gamma_{Ms} = 1,5 \quad f_{uk} > 800 \frac{N}{mm^2} \text{ tai } f_{yk} / f_{uk} > 0,8$

Teräsrakenteen osavarmuusluku  $\gamma_M$  on 1,1.

Teräsrakenteen liitosten osavarmuusluku  $\gamma_M$  on 1,25.

## 4 POHJALEVY

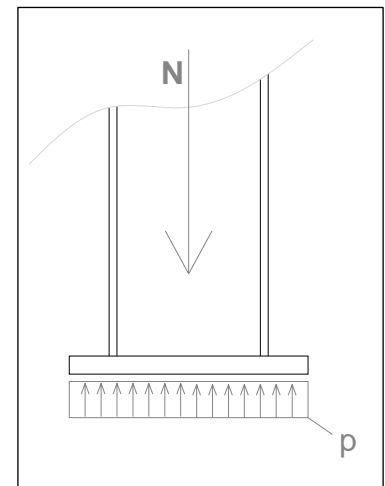
### 4.1 Taivutuskestävyys

Pohjalevyn mitoittaa yleensä pilarin normaalivoimasta ja momentista aiheutuva taivutusjännitys. Muiden jännitysten merkitys jää vähäiseksi. Pohjalevyn taivutuskestävyyden mitoitus voidaan jakaa kahteen tapaukseen, normaalivoiman kuormittamaan ja normaalivoiman sekä taivutusmomentin kuormittamaan tapaukseen.

#### 4.1.1 Pilarin keskeinen puristus

Keskeisen puristuksen tapauksessa (kuva 1) pitää tarkastella pilariprofiilin sisäpuolelle jäävä kenttä ja ulkopuolelle jäävä uloke. Laskennan helpottamiseksi tehdään kuvien 2, 3 ja 6 mukaiset yksinkertaistukset.

I-profiilin tai putkiprofiilin pohjalevyn mitoittamisessa on ulokkeen kestävyys tavallisesti mitoittava tekijä (kuva 3). Jos ulokkeet ovat pieniä ja kenttä pilariprofiilin sisäpuolella on suhteellisen iso, kenttämomentin tarkastelun voi tehdä esimerkiksi *RIL 167-2, Teräsrakenteet II* sivun 50 mukaisesti.

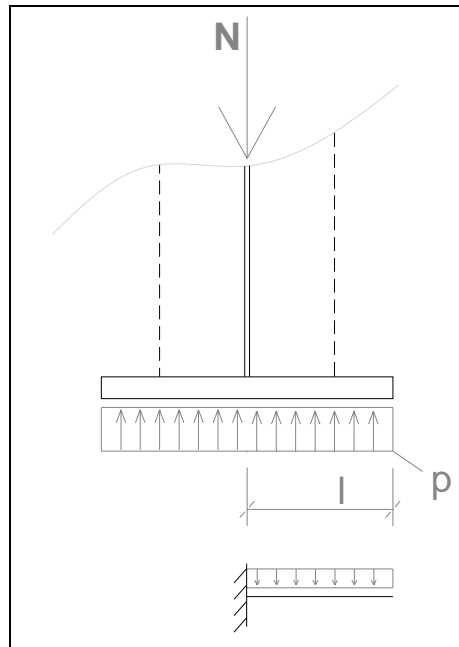


Kuva 1. pilari ja pohjalevy keskeisessä puristuksessa

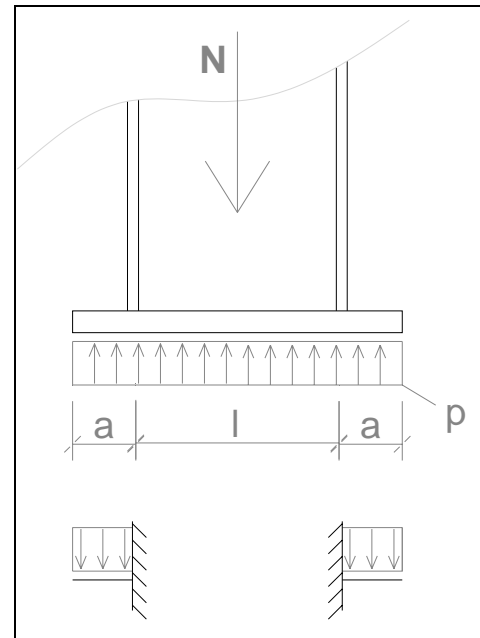
Mitoitus suoritetaan molempiin suuntiin erikseen ja suuremman taivutusmomentin antava suunta mitoittaa pohjalevyn. Tällä menettelyllä päästään yksinkertaiseen laskentaan, joka on varmalla puolella.

Kuorman jakaantumispinnan leveyden  $c$  (kaava 5.13) ollessa suurempi kuin  $B/2$  kuvan 4 merkinnöin, voidaan olettaa kuorman jakaantuvan koko pohjalevyn alueelle pilarin leveyssuunnassa. Jos leveys  $c$  on pienempi kuin  $B/2$ , vaikutus

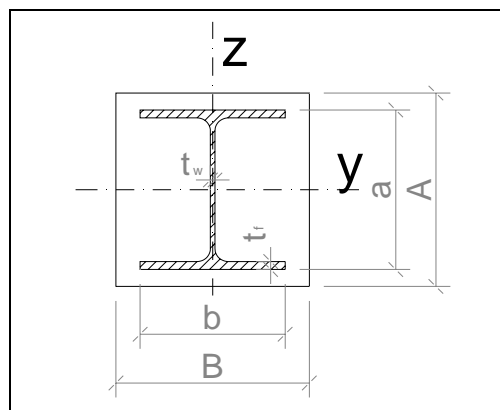
pohjalevyn taivutusjännitykseen on turvalliseen suuntaan, koska tällöin kuorman etäisyys tuelta on pienempi.



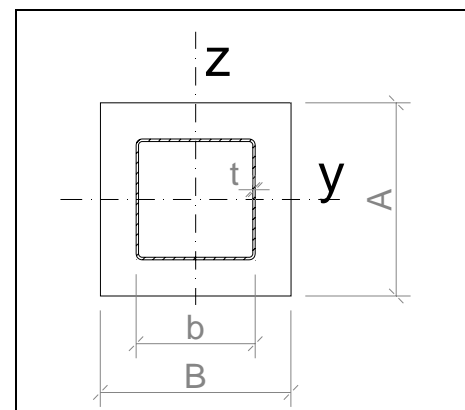
Kuva 2. pohjalevyn rakennemalli z-z -suunnassa



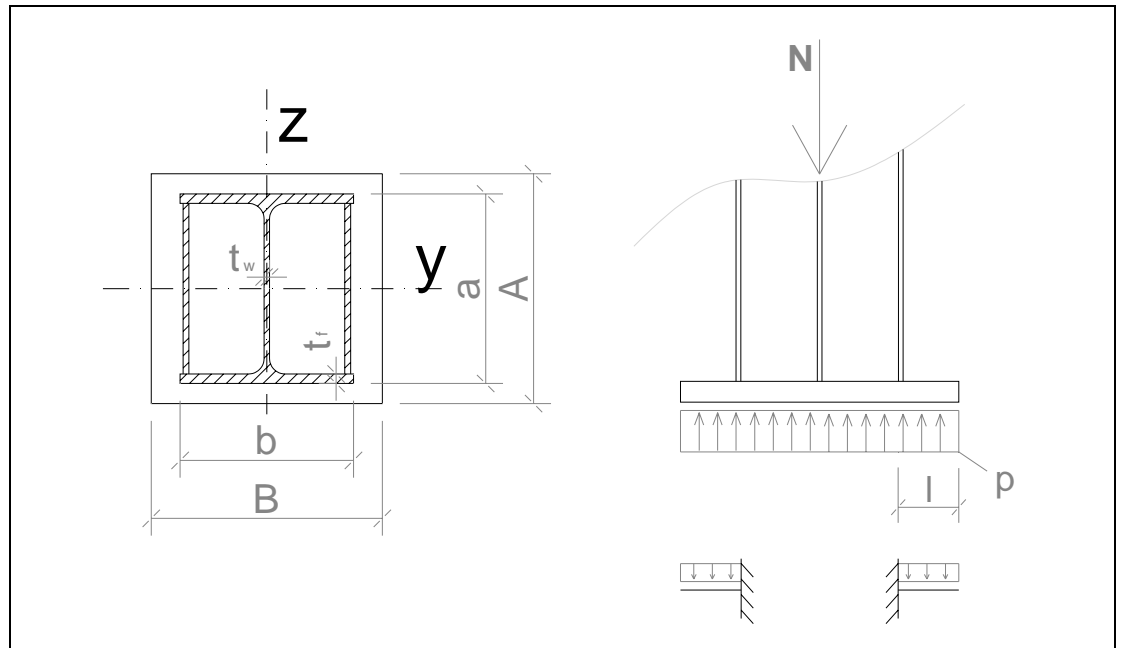
Kuva 3. pohjalevyn rakennemalli y-y -suunnassa



Kuva 4. I-profiilin liitos pohjalevyyn



Kuva 5. putkiprofiilin liitos pohjalevyyn



Kuva 6. pohjalevyn rakennemalli z-z –suunnassa, kun on lisätty jäykistelevy

### I-profiilin mitoitus y- suunnassa:

Kuorman oletetaan jakaantuvan tasaisesti kuvan 3 mukaisesti.

Pohjalevy oletetaan ulokepalkiksi, jonka leveys on pohjalevyn sivumitta B ja korkeus on pohjalevyn paksuus  $t_{bp}$ . Ulokkeen pituus on kuvan 4 mukaisin merkinnöin  $(A-a)/2$ . Tällä yksinkertaistuksella laskenta on turvallisella puolella pohjalevyn taivutusjännityksen kannalta.

Mitoitusehto:  $M_{Sd} \leq M_{pl.Rd}$

missä

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.01)$$

$$W_{pl.Rd} = \frac{B \cdot t_{bp}^2}{3} \quad (4.02)$$

$$M_{Sd} = \frac{p \cdot l^2}{2} = \frac{\frac{N_d}{B} \cdot (A-a)^2}{2} \quad (4.03)$$

kuvan 4 mukaisin merkinnöin.

### I-profiilin mitoitus z- suunnassa:

Kuorman oletetaan jakaantuvan tasaisesti kuvan 2 mukaisesti. Pohjalevy oletetaan ulokepalkiksi, jonka leveys on pohjalevyn sivumitta A ja korkeus on pohjalevyn paksuus  $t_{bp}$ . Ulokkeen pituus on puolet pohjalevyn sivumitasta B. Tällä yksinkertaistuksella laskenta on turvallisella puolella pohjalevyn taivutusjännityksen kannalta, vaikka kuorman jakaantumispinta-ala olisi oletettua pienempi.

Mitoitusehto:  $M_{Sd} \leq M_{pl.Rd}$

missä

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.01)$$

$$W_{pl.Rd} = \frac{A \cdot t_{bp}^2}{3} \quad (4.04)$$

$$M_{Sd} = \frac{p \cdot l^2}{2} = \frac{N_d}{A} \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2 \quad (4.05)$$

kuvan 4 mukaisin merkinnöin.

Jos mitoitusehto ei täyty, pitää pilariin tehdä jäykistelevyt kuvan 6 mukaisesti.

Tällöin kaavan 4.05 momenttia  $M_{Sd}$  laskettaessa ulokkeen pituus  $l$  pienenee arvoon  $(B-b)/2$ .

### Putkiprofiilin mitoitus:

Kuorman oletetaan jakaantuvan tasaisesti kuvan 3 mukaisesti. Pohjalevy oletetaan ulokepalkiksi, jonka leveys on pohjalevyn sivumitta A ja korkeus on pohjalevyn paksuus  $t_{bp}$ . Ulokkeen pituus on kuvan 5 mukaisin merkinnöin  $(B-b)/2$ . Tällä yksinkertaistuksella laskenta on turvallisella puolella pohjalevyn taivutusjännityksen kannalta.



Mitoitusehto:  $M_{Sd} \leq M_{pl.Rd}$

missä

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.01)$$

$$W_{pl.Rd} = \frac{A \cdot t_{bp}^2}{3} \quad (4.06)$$

$$M_{Sd} = \frac{p \cdot l^2}{2} = \frac{N_d \cdot (B - b)^2}{2} \quad (4.07)$$

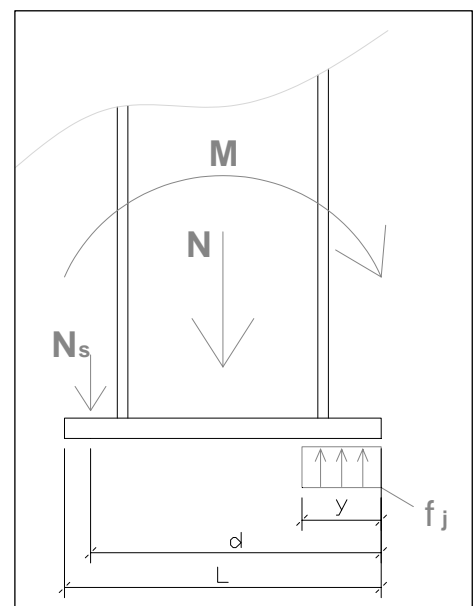
kuvan 5 mukaisin merkinnöin.

Putkiprofiili sisämitan ollessa suurempi kuin kaksi kertaa ulokkeen pituus pitää myös profiilin sisään jäävän pohjalevyn kestävyys tutkia. Kenttämomentin tarkastelun voi tehdä esimerkiksi *RIL 167-2, Teräsrakenteet II* sivun 50 mukaisesti.

#### 4.1.2 Pilarin puristus ja taivutusmomentti

Kun pohjalevyyn vaikuttaa sekä pilarin normaalivoima että taivutusmomentti (kuva 7), on pilariprofiilin ulkopuolelle jäävät pohjalevyn ulokkeet mitoittavia. Tällöin pohjalevyn mitoitus jakaantuu kahteen osaan pohjalevyn ja peruspilarin kosketuspinnan pintapaineen suhteen, puristuspuolen ja vetopuolen mitoituksiksi.

Kuva 7. pohjalevy pilarin puristuksen ja taivutusmomentin vaikutuksen alaisena



#### 4.1.2.1 Puristuspuolen kestävyys

Pintapaineen laskentalujuus  $f_j$  lasketaan kaavalla 4.08. /8, liite L/

$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} \quad (4.08)$$

missä

$\beta_j$  on liitokseen kuuluva tekijä, jonka arvoksi voidaan valita 2/3 (edellyttäen, että pohjavalun ominaislujuus on vähintään 0,2 kertaa betoniperustuksen ominaislujuus ja että pohjavalun paksuus on enintään 0,2 kertaa teräksisen pohjalevyn pienin leveys).

$k_j$  on keskittymistekijä, jonka arvoksi voidaan ottaa 1,0 tai joka saadaan kaavalla 4.09.

(Symbolit on esitetty kuvassa 8.)

$$k_j = \left( \frac{a_1 b_1}{ab} \right)^{0,5} \quad (4.09)$$

$a_1$ :n arvoksi valitaan pienin seuraavista arvoista:

$$a_1 = a + 2a_r \quad (4.10) \text{ a}$$

$$a_1 = 5a \quad (4.10) \text{ b}$$

$$a_1 = a + h \quad (4.10) \text{ c}$$

$$a_1 = 5b_1, \text{ mutta } a_1 \geq a \quad (4.10) \text{ d}$$

$b_I$ :n arvoksi valitaan pienin seuraavista arvoista:

$$b_I = b + 2b_r \quad (4.11) \text{ a}$$

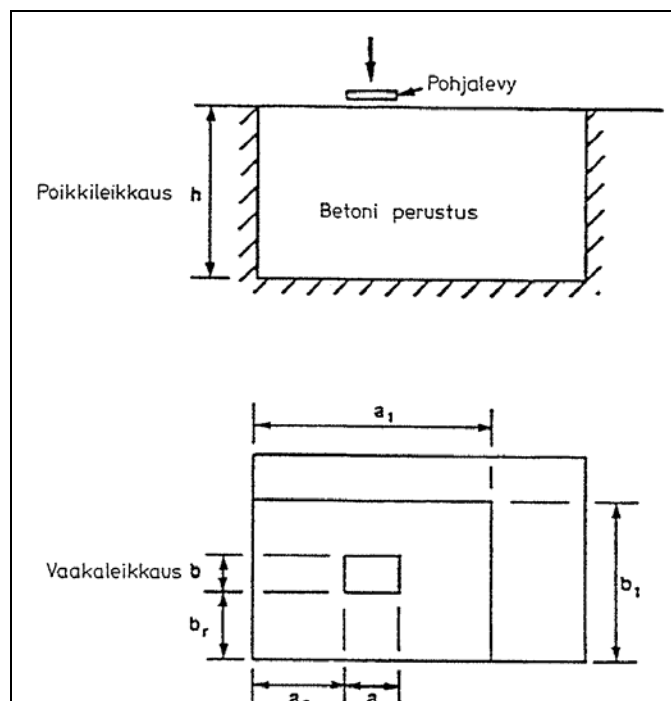
$$b_I = 5b \quad (4.11) \text{ b}$$

$$b_I = b + h \quad (4.11) \text{ c}$$

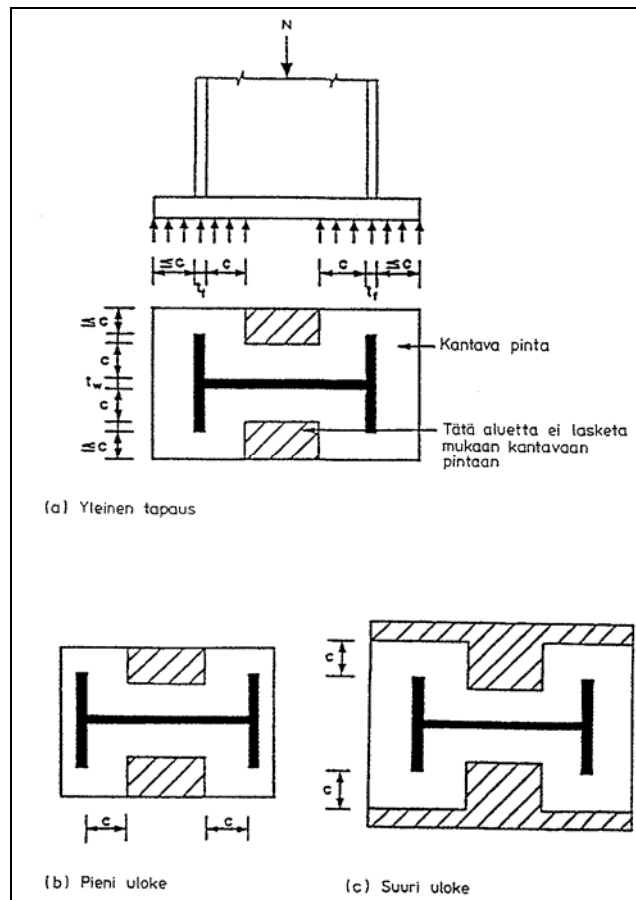
$$b_I = 5a_I, \text{ mutta } b_I \geq b \quad (4.11) \text{ d}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.12)$$

$f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden ominaisarvo mitattuna betonin sylinterilujuuden avulla.



Kuva 8. pohjalevyn geometriasuureita /8, liite L/



Kuva 9. kantava pinta-ala pohjalevyn alapuolella /8, liite L/

Pohjalevyn ollessa suhteellisen ohut ei koko pohjalevyn pinta-alaa voida ottaa huomioon betonin pintapainetta laskettaessa. Kuvassa 9 on esitetty toimiva leveys  $c$  mitattuna profiilin reunasta.

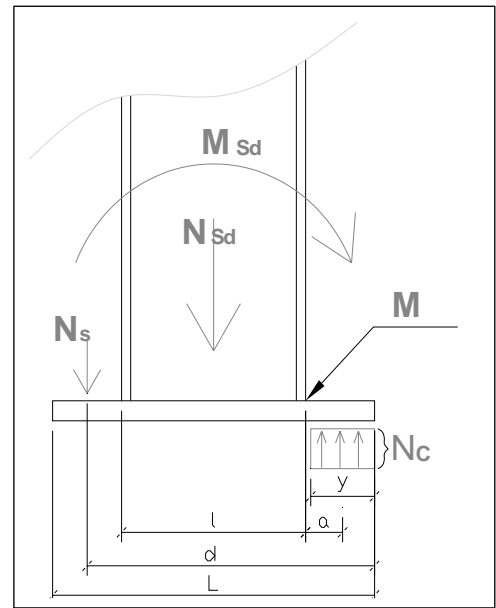
Kantavan pinnan leveys ei saa ylittää arvoa /8, liite L/:

$$c = t \left( \frac{f_y}{3f_j \gamma_{M0}} \right)^{0,5} \quad (4.13)$$

missä  $t$  on pohjalevyn paksuus ja  $f_y$  on teräksisen pohjalevyn materiaalin myötöraja.

### Puristuspinnan korkeus $y$

Tarkasteltaessa peruspulttiliitoksen voimia ja tilannetta vetopuolen pulttiryhmän ympäri saadaan kuvan 10 mukaisin merkinnöin:



Kuva 10. pohjalevyn suureita

Betonin puristusresultantti on

$$N_c = f_j b y \quad (4.14)$$

missä  $b$  on pohjalevyn tehollinen leveys.

Pulttiryhmän vetoresultantti on

$$N_s = f_{yb} A_s \quad (4.15)$$

missä  $A_s$  on samassa rivissä olevien peruspulttien pinta-alojen summa ja  $f_{yb}$  on pulttien myötölujuus.

Pilarin normaalivoima on

$$N_{Sd} = N_c - N_s = f_j b y - f_{yb} A_s \quad (4.16)$$

Momentti pulttiryhmän ympäri on

$$M = M_{Sd} + N_{Sd} (d - 0,5L) - N_c (d - 0,5y) = 0 \quad (4.17)$$

Sijoittamalla  $N_c$  kaavaan 4.17 saadaan:

$$\begin{aligned} M_{sd} + N_{sd}(d - 0,5L) - f_j b y (d - 0,5y) &= 0 \\ \Rightarrow 0,5 f_j b y^2 - f_j b d y + M_{sd} + N_{sd}(d - 0,5L) &= 0 \end{aligned} \quad (4.18)$$

Ratkaisemalla yhtälö toisen asteen yhtälön ratkaisukaavalla

$$\begin{aligned} x &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 2ac}}{2a} \text{ saadaan:} \\ y &= \frac{b f_j d \pm \sqrt{(-b f_j d)^2 - 2 b f_j [M_{sd} + N_{sd}(d - 0,5L)]}}{b f_j} \end{aligned} \quad (4.19)$$

### Taivutuskestävyys

Paksut pohjalevyt ovat jäykkiä ja pohjapaine kuormittaa levyä reunasta alkaen.

Jotta pohjalevy voidaan katsoa jäykäksi, se ei saa mennä myötöön

pohjapaineekuormasta pilarin reunassa ja levyn paksuuden tulee täyttää ehto: /2/

$$\begin{aligned} M_{el.Rd} &= f_{yd} \frac{b t_b^2}{6} > N_c a \\ \Rightarrow t_b &> \sqrt{\frac{6 N_c a}{b f_{yd}}} \end{aligned} \quad (4.20)$$

missä

$M_{el.Rd}$  on poikkileikkauksen taivutuskestävyys

$f_{yd}$  on teräksisen pohjalevyn materiaalin myötöraja  $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$b$  on pohjalevyn leveys

$t_b$  on pohjalevyn paksuus

$N_c$  on betonin puristusresultantti

$a$  on betonin puristusresultantin etäisyys pilarin juuresta.

$$a = \frac{L-l}{2} - \frac{y}{2}$$

Jos  $a < y/2$  momenttia  $N_c a$  voi pienentää.

#### 4.1.2.2 Vetopuolen kestävyys

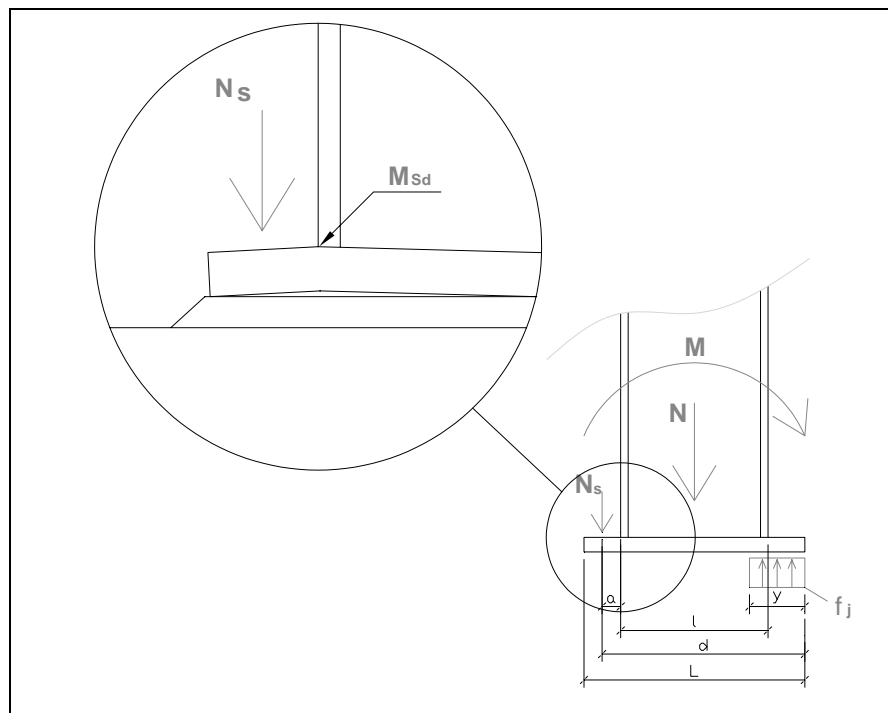
##### Vipuvaikutuksen estäminen /2, s.513/

Pohjalevy ei saa mennä pilarin juuresta myötöön vedettyjen pulttien voiman vaikutuksesta (kuva 11). Jos pohjalevy myötää pilarin juuresta, muodostuu pohjalevyyn vipuvaikutus. Tällöin peruspulttien ja pohjalevyn kestävyys pitää tarkastella tapauskohtaisesti, esimerkiksi lähteen 8, kappaleen J.3.3 mukaisesti (Menetelmä esitetty myöhemmin luvussa 4.1.2.2).

Taivutuskestävyyden mitoitusarvon  $M_{el.Rd}$  pitää täyttää ehto:

$$M_{el.Rd} \geq M_{Sd} = N_s a \quad (4.21)$$

$$\Rightarrow M_{el.Rd} > N_s \left( d - \frac{L}{2} - \frac{l}{2} \right)$$



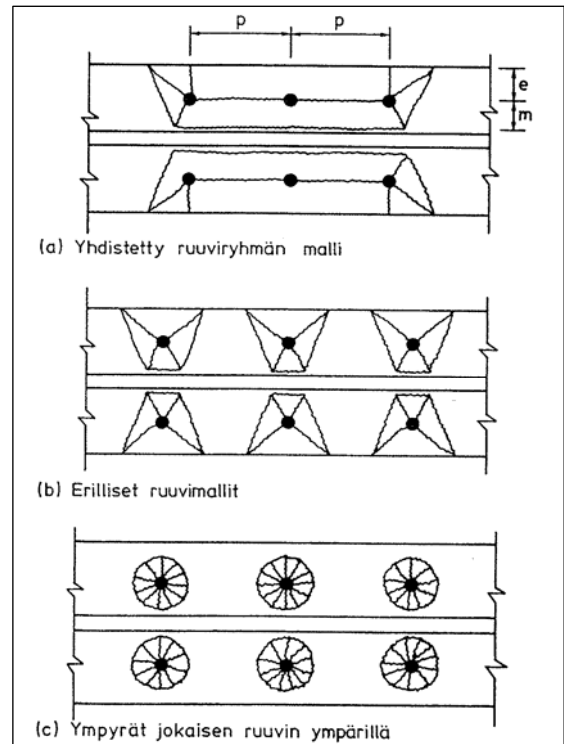
Kuva 11. pohjalevyn myötääminen vetopuolella

Jos kaavan 5.21 ehto ei täyty, pohjalevy pitää mitoittaa myötäävänä. Tällöin pitää tarkastella myötäämisen vaikutus rakenteiden muulle toiminnalle, sillä yläpuolisten rakenteiden siirtymät ovat huomattavia. Seuraavassa on esitetty ENV1993-1-1 liitteen J mukainen menetelmä myötäävän pohjalevyn mitoittamiseen.

**Ruuveilla valmistetun palkki-pilariliitoksen momenttikestävyys, ruuvivoimien plastinen jakautuminen. /8 J.3.1/**

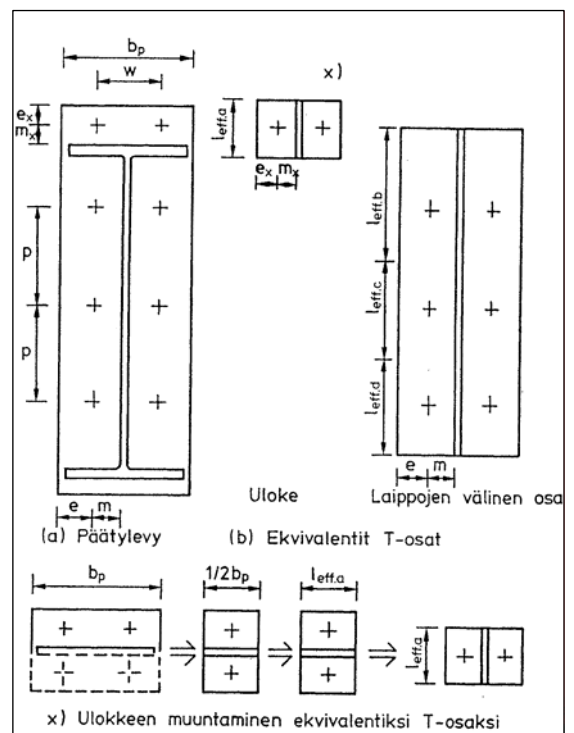
Rajoituksia:

- Kaksi ruuvia jokaisessa ruuvirivissä
- Pohjalevyn ulkonevassa osassa oletetaan olevan vain yksi rivi ruuveja
- Pohjalevyn ulkonevan osan oletetaan olevan jäykistämätön



Kuva 12. pohjalevyn myötämiskuvioita

Pilarin pohjalevyn oletetaan toimivan sarjana ekvivalentteja T-osia, joiden kokonaispituus on yhtä suuri kuin vedetyn alueen ruuviryhmän tehollinen kokonaispituus, kuten kuvassa 13 esitetään.



Kuva 13. pohjalevyn muuttaminen sarjaksi ekvivalentteja T-osia



Kuvassa 12 on esitetty erilaisia myötöviivamalleja, joiden pituuden ratkaisuun päästään kaavoilla 5.22 - 5.25.

Jokaisen ruuvirivin teholliseksi pituudeksi  $l_{eff}$  valitaan pienin seuraavista arvoista kyseeseen tulevassa tapauksessa:

Termit on esitetty kuvissa 13 ja 14.

Palkin vedetyn laipan ulkopuoliset ruuvit:

$$\begin{aligned}l_{eff.a} &= 0,5b_p \\l_{eff.a} &= 0,5w + 2m_x + 0,625e_x \\l_{eff.a} &= 4m_x + 1,25e_x \\l_{eff.a} &= 2\pi m_x\end{aligned}\tag{4.22}$$

Ensimmäinen ruuvirivi, joka on palkin vedetyn laipan alapuolella:

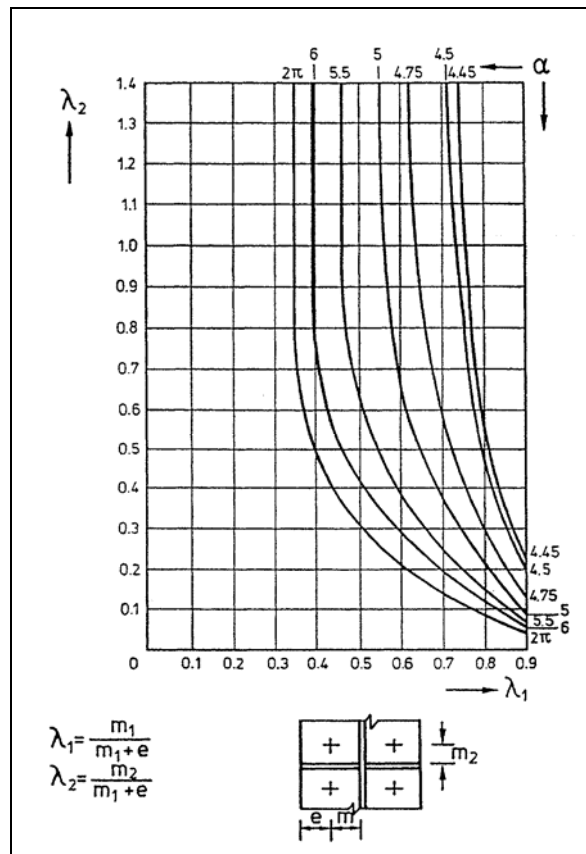
$$\begin{aligned}l_{eff.b} &= \alpha m \\l_{eff.b} &= 2\pi m\end{aligned}\tag{4.23}$$

Muut sisemmät ruuvit:

$$\begin{aligned}l_{eff.c} &= p \\l_{eff.c} &= 4m + 1,25e \\l_{eff.c} &= 2\pi m\end{aligned}\tag{4.24}$$

Muut päässä olevat ruuvit:

$$\begin{aligned}l_{eff.d} &= 0,5p + 2m + 0,625e \\l_{eff.d} &= 4m + 1,25e \\l_{eff.d} &= 2\pi m\end{aligned}\tag{4.25}$$

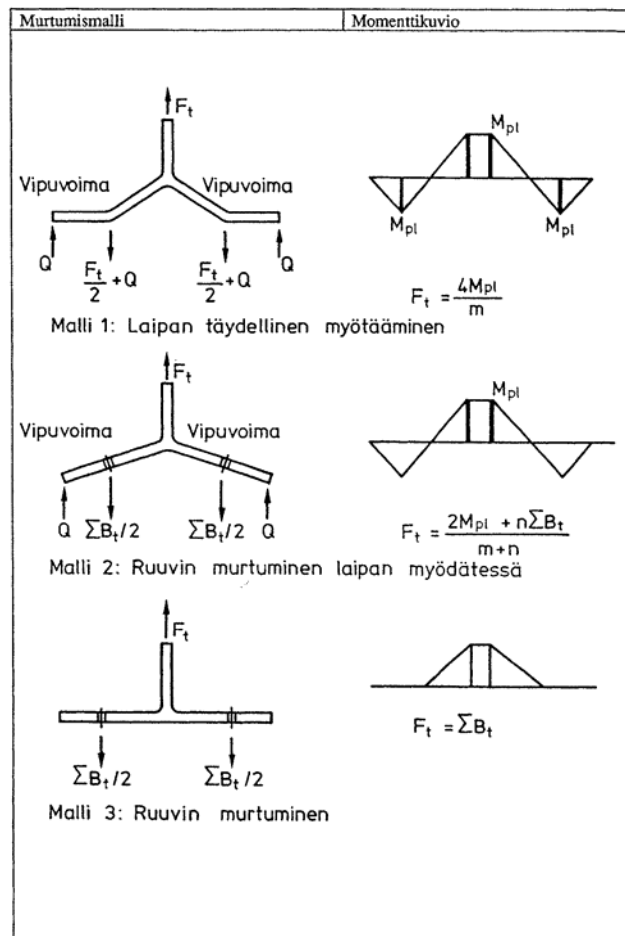


Kuva 14. käyrästä kaavan 4.23 termin  $\alpha$  ratkaisemiseksi.

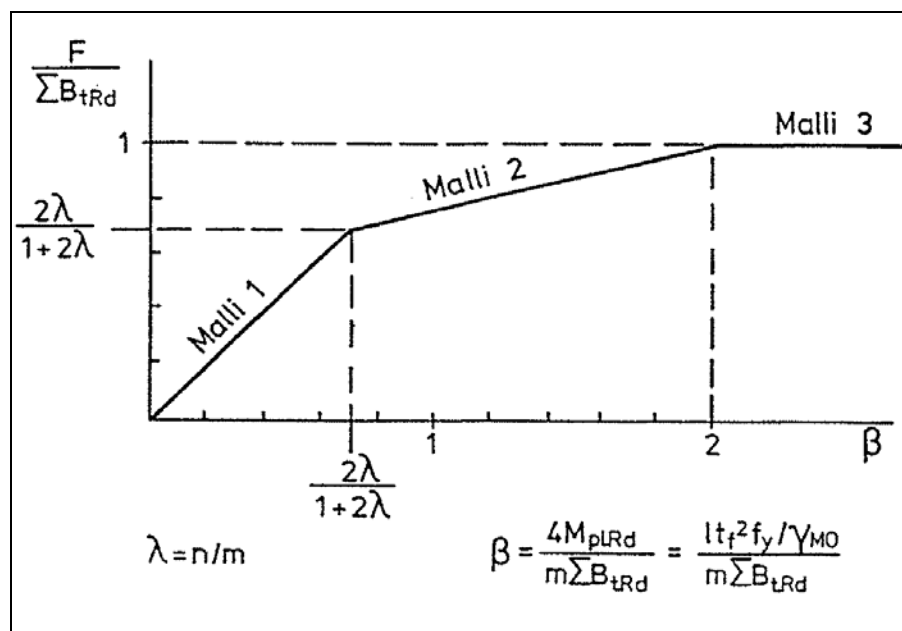
Pilarin pohjalevyyn yhdistetyt kunkin jäykisteen molemmilla puolilla olevat ruuvirivien ryhmät käsitellään erillisinä limittäisinä ekvivalentteina T-osina. Ulukkeellisissa pohjalevyissä pilarin vetolaipan ylä- ja alapuoliset ruuvirivien ryhmät käsitellään myös erillisinä limittäisinä ekvivalentteina T-osina. Murtumismuoto ja suurin mahdollinen kestävyysmitoitussarvo lasketaan jokaiselle sellaiselle ruuviryhmän ruuvirivien ryhmälle.

Tätä tarkoitusta varten jokaisen ekvivalentin T-osan oletetaan olevan tasapainossa toisen samanlaisen T-osan kanssa. Pohjalevyn pienintä  $e$ :n arvoa käytetään laskettaessa  $n$ :n arvo, mutta laskettaessa  $l_{eff}$ :n arvoa käytetään päätylevyn todellista  $e$ :n arvoa.

Yksittäisten ruuvirivien teholliset kestävyysarvot lasketaan käyttäen kuvan 15 mukaista menetelmää. Vetokestävyysmitoitussarvoksi valitaan pienin arvo kolmesta mahdollisesta murtumismallista.



Kuva 15. pohjalevyn murtumismalleja (esitetty kaavoissa 4.26 - 4.28)



Kuva 16. erilaisten pohjalevyn murtumismallien kuvaajat liitoksen geometriamuuttujien funktiona

**Malli 1:** Laipan täydellinen myötääminen:

$$F_{t.Rd} = \frac{4M_{pl.Rd}}{m} \quad (4.26)$$

missä  $m$  on ruuvirivin etäisyys pilarista.

**Malli 2:** Ruuvien murtuminen laipan myödyessä:

$$F_{t.Rd} = \frac{2M_{pl.Rd} + n\Sigma B_{t.Rd}}{m + n} \quad (4.27)$$

missä

$B_{t.Rd}$  on ruuvi-levyliitoksen vetokestävyyden mitoitusarvo ENV 1993-1-1:1992,  
6.5.5.4 mukaan

$$n = e_{min}$$

$e_{min}$  on ruuvirivin etäisyys pohjalevyn reunasta.

**Malli 3:** Vain ruuvien murtuminen:

$$F_{t.Rd} = \Sigma B_{t.Rd} \quad (4.28)$$

missä

$$M_{pl.Rd} = \frac{l_{eff} t^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.29)$$

$M_{pl.Rd}$  on pohjalevyn plastinen taivutuskestävyys

$l_{eff}$  on myötöviivan pituus

$t$  on pohjalevyn paksuus.

Momenttikestävyyden mitoitusarvo, joka perustuu ruuvirivien kestävyysarvoon, saadaan kaavasta 4.30.

$$M_{Rd} = \Sigma [F_{ti,Rd} h_i] \quad (4.30)$$

missä

$F_{ti,Rd}$  on yksittäisen ruuvirivin tehollisen kestävyysarvon mitoitusarvo

$h_i$  on etäisyys ruuvirivistä puristetun alueen keskiöön

Edellä esitetty mitoitus koskee vain pohjalevyn mitoitusta valmistajien taulukoista saaduilla peruspulttien kestävyysarvoilla. Hitsien ja pilarin kestävyys pitää mitoittaa erikseen.

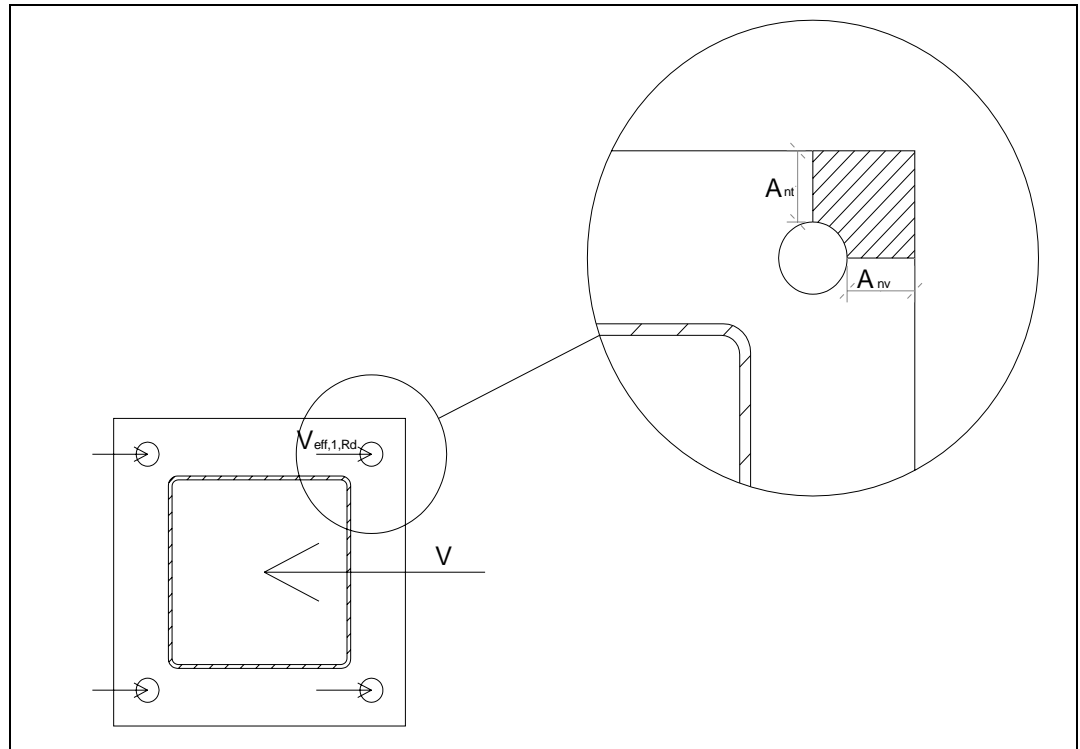
## 4.2 Leikkauskestävyys

Leikkaus ei yleensä ole pohjalevyn mitoittava tekijä. Pohjalevyn läpi kulkeva leikkausvoima välittyy peruspulttien tai leikkauspalan kautta betoniseen perustusrakenteeseen ja tällöin betoni on yleensä mitoittava tekijä. Peruspulttien ja leikkauspalan mitoitus on esitetty kohdissa 5 ja 6.

Pohjalevyn tehtävien kiinnitysreikien on täytettävä vaatimukset reunaetäisyyksistä. Kiinnitysreikien ollessa pyöreitä on reunaetäisyyden minimiarvo  $1,2 d_0$ . ( $d_0$  = reiän halkaisija.)

#### 4.2.1 Irtileikkautuminen

/6, s. 32/



Kuva 17. yksittäisen pultin irtileikkautuminen pohjalevystä

Yksittäisen pultin reiän irtileikkautumiskestävyys (kuva 17) lasketaan kaavan 4.31 mukaan

$$V_{eff,1,Rd} = \left( \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} \right) + \left( \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \right) \quad (4.31)$$

missä

$A_{nt}$  on vedolle altistuva pinta- ala

$A_{nv}$  on leikkaukselle altistuva pinta- ala.

#### 4.2.2 Reunapuristuskestävyys

/5, 6.5.5./

Reunapuristuskestävyys  $F_{b,Rd}$  lasketaan kaavan 4.32 mukaan. Kaavan käyttö edellyttää, että voimaa vastaan kohtisuorassa oleva reunaetäisyys  $e_2$  on vähintään  $1,5 d_0$  ja voiman suuntainen etäisyys  $p_2$  on vähintään  $3,0 d_0$ . Jos ehto ei täyty, reunapuristuskestävyyttä pitää pienentää ENV 1993-1-1, 6.5.5(10) mukaan.

$$F_{b,Rd} = \left( \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u dt}{\gamma_{Mb}} \right) \quad (4.32)$$

missä

$$\alpha = \left( \frac{e_1}{3d_0} \right), \alpha = \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ tai } \alpha = 1 \quad \text{pienin arvoista} \quad (4.33)$$

$f_u$  on pohjalevyn materiaalin murtolujuus

$f_{ub}$  on pultin murtolujuus

$e_1$  on pienin reunaetäisyys reiän keskeltä

$d_0$  on reiän halkaisija

$d$  on ruuvien halkaisija

$t$  on pohjalevyn paksuus.

#### 4.3 Aluslevyn leikkauskestävyys

Kun peruspulttien oletetaan vievän pilarin leikkausvoimat perustuksille, saa reiän välitys olla enintään seuraavanlainen:

- 1 mm ruuveille M12 ja M14
- 2 mm ruuveille M16...M24
- 3 mm ruuveille M27 ja tätä suuremmille ruuveille. /5, 7.5.2/

Käytännössä pohjalevyyn tehtävä reikä tehdään asennusteknisistä syistä tätä isommaksi. Tällöin pohjalevyn ja kiinnitysmutterin väliin asennettavien aluslevyjen pitää täyttää ehto. Lisäksi aluslevy pitää mitoittaa leikkaukselle ja hitsata kiinni pohjalevyyn.

Peruspultin ja aluslevyn liitos on ENV 1993-1-1, 6.5.3 jaottelun mukaan reunapuristustyyppinen liitos.

”Tässä luokassa tulee käyttää tavallisia ruuveja (valmistettu matalahiilisestä teräksestä) tai korkealujuuksisia ruuveja lujuusluokasta 4.6 lujuusluokkaan 10.9 asti.” /5/

Yleisesti ankkureissa käytetyt teräslajit A500HW ja Imacro M täyttävät edellä mainitun määritelmän. Mitoitusehto edellä mainituissa lujuusluokissa on:

$$\begin{aligned} F_{v.Sd} &\leq F_{v.Rd} \\ F_{v.Sd} &\leq F_{b.Rd} \end{aligned} \quad (4.34)$$

missä

$F_{v.Sd}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo ruuvia kohti murtorajatilassa

$F_{v.Rd}$  on leikkauskestävyyden mitoitusarvo ruuvia kohti

$F_{b.Rd}$  on reunapuristuskestävyyden mitoitusarvo ruuvia kohti.

Peruspultin leikkauskestävyyden mitoitusarvo katsotaan valmistajan taulukoista.

Reunapuristuskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 4.35.

$$F_{b,Rd} = \left( \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \right) \quad (4.35)$$

missä

$$\alpha = \left( \frac{e_1}{3d_0} \right), \alpha = \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ tai } \alpha = 1 \quad \text{pienempi arvoista} \quad (4.36)$$

$f_u$  on aluslevyn materiaalin murtolujuus

$f_{ub}$  on pultin murtolujuus

$e_1$  on reunaetäisyys reiän keskeltä

$d_0$  on reiän halkaisija

$d$  on ruuvien halkaisija

$t$  on aluslevyn paksuus.



## 5 PERUSPULTIT

Peruspulttien valmistajilla on kokeellisesti/ laslennallisesti määritetyt kestävyysarvot normaalivoimalle ja leikkausvoimalle. Valmistajan antamat kestävyysarvot on kuitenkin määritetty ”perustapauksessa”, eivätkä ole aina käytännössä sellaisenaan käyttökelpoisia. Vallitsevia rasituksia verrataan valmistajan arvoihin ja liittyvien rakenneosien kestävyys tarkistetaan.

Alalla käydään keskustelua siitä, mikä voidaan katsoa perustapaukseksi ja miten arvot muuttuvat tilanteen poiketessa siitä. Saamieni tietojen mukaan /9/ Suomessa betoniyhdistys ajaa hanketta, jossa olemassa olevat ankkurien leikkauskapasiteettien mitoitustavat tarkastetaan ja näin ollen myös valmistajien ohjeet saattavat muuttua lähiaikoina. Ankkurien mitoitusmenetelmiä kehitetään myös kansainvälisesti parhaillaan.

### **Ankkurin murtumistavat**

Ankkuroinnin murtumistapa riippuu vallitsevista kuormituksista, käytettävästä ankkurityypistä, reunaetäisyyksistä, keskiöetäisyyksistä ja upotussyvyydestä.

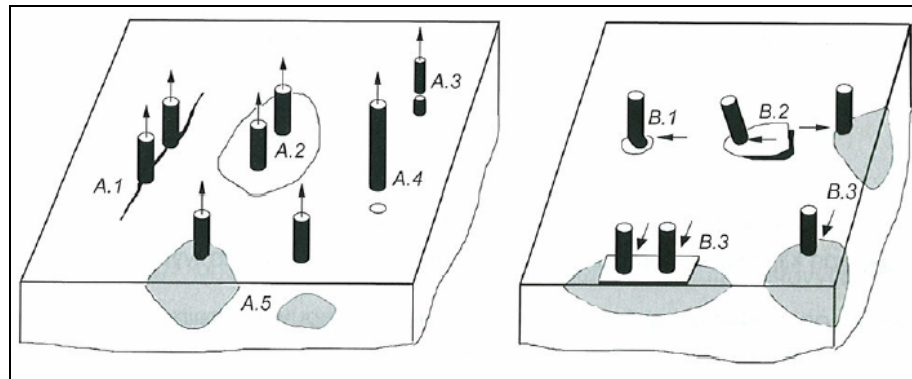
#### A. Vedetyn ankkurin murtumistavat:

1. Betonin halkeamismurto
2. Betonin ulosvetomurto
3. Teräksen murto
4. Ankkurin tartuntamurto
5. Reunan lohkeamismurto.

#### B. Leikkausvoiman kuormittaman ankkurin murtumistavat:

1. Teräksen murto
2. Betonin kampeamismurto
3. Betonin reunamurto tai nurkkamurto.

Murtumistavat on havainnollistettu kuvassa 18.



Kuva 18. ankkurin murtumistavat /2, s. 495/

Käytettäessä sertifioituja ankkureita, perustapausten kestävyysarvot saadaan valmistajien taulukoista. Erään määritelmän mukaisessa perustapauksessa betoni on lujuusluokkaa K30-2 ja minimi reunaetäisyys on 10M, jossa M on ankkurin nimellishalkaisija /13/.

Peruspulttiliitoksen mitoituksessa voidaan yleensä erillistarkastelun ulkopuolelle jättää kohdat A.1., A.2., A.3., A.4., B.1. ja B.2. kun varmistutaan, että valmistajien keskiöetäisyyksiä ja upotussyvyyttä noudatetaan. Sen sijaan reunaetäisyys ei yleensä täyty, joten kohdat A.5. ja B.3. on syytä mitoittaa erikseen.

Kitkan vaikutus ankkuroitavaan leikkausvoimaan on käsitelty kappaleessa 6.

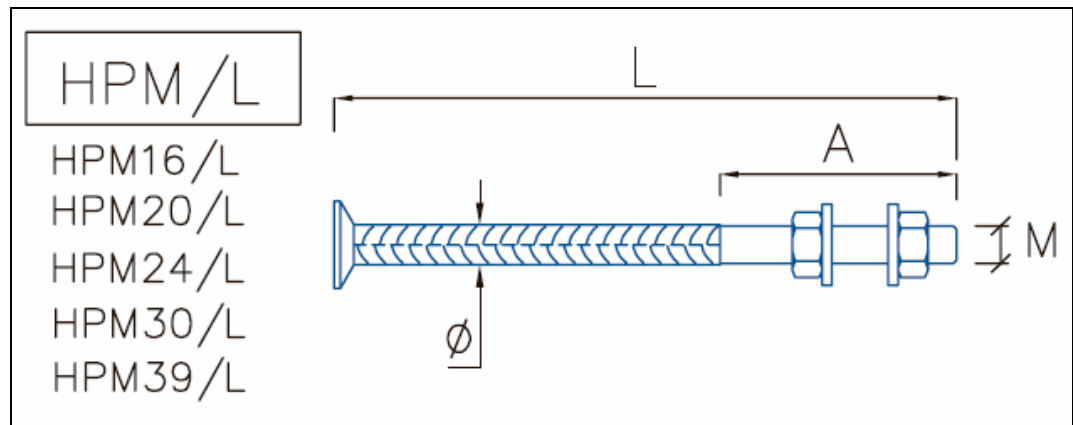
Valmistajien ohjeissa peruspultit tulisi asentaa siten, että pieni osa kierteytetystä pultin varresta on valun sisällä. Laskennassa voidaan siis asettaa ehto, että kierteytetyn ja kierteyttämättömän osan rajapinta on valun pinnassa, jolloin valun sisään jäävä ankkurointipituus saadaan kaavasta 5.01.

$$h_{ef} = L - A \quad (5.01)$$

missä

$L$  on pultin kokonaispituus

$A$  on kierteytetyn alueen pituus (kuva 19)



Kuva 19. HPM- pultin mitoitussymbolit /13/

## 5.1 Ankkurin vetokestävyys

Pääosa alla esitettävästä ankkurin vetokestävyysmitoituksesta on *CEN: Design of Fastenings for Use in Concrete* mukaista. Eräitä täsmennyksiä ja yksinkertaistuksia on muista lähteistä.

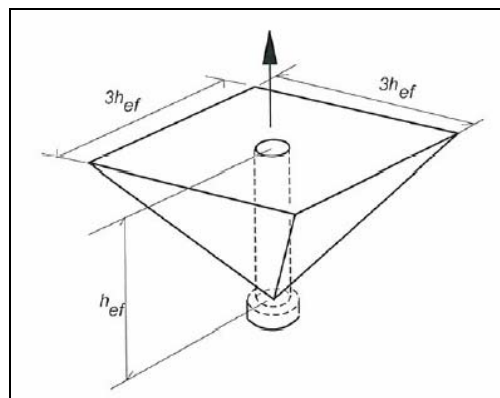
Ankkurin upotussyvyys ja reunaetäisyydet tulee valita niin, että seuraava ehto on voimassa /2/:

$$N_{Rd,c} \geq 1,25 N_{Rd,s} \quad (5.02)$$

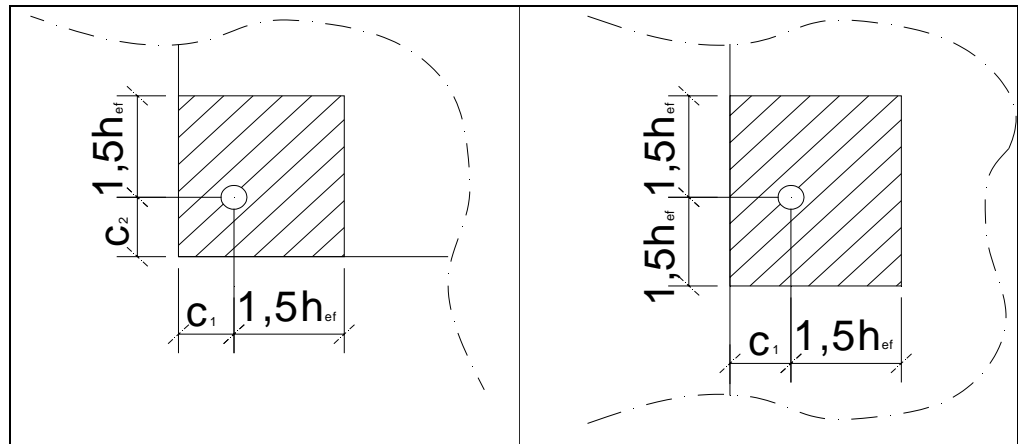
missä

$N_{Rd,c}$  on betonin kestävyysperustuva ankkurin vetokestävyys

$N_{Rd,s}$  on teräksen vetokestävyys ( $= A_s f_{uk} / \gamma_{Ms}$ ).



Kuva 20. ankkurin vetomurron murtopyramidi /2, s. 498/



Kuva 21. projektiopinta-alat nurkan ja reunan vetomurroissa

$c > 3h_{ef}/2$ :

Ankkurin reunaetäisyyksien  $c_1$  ja  $c_2$  ollessa suurempia kuin  $3h_{ef}/2$  ja kun keskiöetäisyys ei vaikuta, ankkurin vetokestävyyden perusarvo lasketaan kaavalla 6.03.

$$N_{Rd,c}^0 = \frac{N_{Rk,c}^0}{\gamma_{Mc}} \quad (5.03)$$

missä

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \sqrt{f_{ck,cube} h_{ef}^{1,5}} \quad (5.04)$$

$k_1$  on ankkurin tyypistä ja ominaisuuksista riippuva kerroin, joka esitetään ankkurin tyyppihyväksynnässä

$$k_1 \approx \beta_c k_L \quad (5.05)$$

$\beta_c$  =1 kun betoni on halkeilematon  
=0,7 kun betoni on halkeillut /2, s. 496/

$k_L$  on ankkurin tyypistä riippuva kerroin  
= 10,1 kitka-ankkureilla  
= 11,2 kiilautuvilla ankkureilla  
= 12,9 kannallisilla pulttivaarnoilla. /2, s. 496/

$$h_{ef}/2 \leq c \leq 3h_{ef}/2:$$

Ankkurin reunaetäisyyden  $c_1$  tai  $c_2$  arvoilla  $h_{ef}/2 \leq c \leq 3h_{ef}/2$  tai kun keskiöetäisyys vaikuttaa, ankkurin vetokestävyyden perusarvo lasketaan kaavalla 5.06.

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}^0}{\gamma_{Mc}} \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{ucr,N} \quad (5.06)$$

missä

$A_{c,N}$  on murtokappaleen projektiopinta-ala betonin pinnassa (esitetty kuvassa 21)

$$= (c_1 + 0,5s_{cr,N})s_{cr,N} \quad \text{kun } c_1 \leq c_{cr,N}, c_2 \geq c_{cr,N} \quad (5.07)$$

$$= (c_1 + 0,5s_{cr,N})(c_2 + 0,5s_{cr,N}) \quad \text{kun } c_1 \leq c_{cr,N}, c_2 \leq c_{cr,N}$$

$s_{cr,N}$  on ankkurointipituudesta saatava tekijä  $= 3h_{ef}$

$c_{cr,N}$  on ankkurointipituudesta saatava tekijä  $= 3h_{ef}/2$

$A_{c,N}^0$  on projektiopinta-ala silloin kun reuna ei vaikuta kestävyys

$$= 9 h_{ef}^2 \text{ (esitetty kuvassa 20)}$$

$\psi_{s,N}$  on sovituskerroin, joka ottaa huomioon reunan läheisyyden

$$= 1, \text{ kun } c \geq 3h_{ef}/2$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 \quad (5.08)$$

$\psi_{re,N}$  on lyhyen tartuntapituuden  $h_{ef}$  huomioon ottava kerroin kun  $h_{ef} \leq 100\text{mm}$

$\psi_{ec,N}$  on kuormituksen epäkeskisyyden huomioon ottava kerroin

$\psi_{ucr,N}$  on betonin halkeilun huomioon ottava kerroin

$$= 1 \text{ kun ankkuri on halkeilleessa betonissa}$$

$$= 1,4 \text{ kun ankkuri on halkeilemattomassa betonissa .}$$

Laskemisen yksinkertaistamiseksi voidaan asettaa seuraavat ehdot ja yksinkertaistukset:

- Tartuntapituus  $h_{ef} \geq 100\text{mm}$ .
- Kuormitus on keskeistä.
- Tarkastellaan yksittäistä ankkuria.
- Betonin halkeilu käsitellään vetokestävyyden perusarvon yhteydessä kertoimella  $\beta_c$  eikä kertoimella  $\psi_{ucr,N}$ .

Tällöin saadaan kaava 5.06 muotoon:

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}^0}{\gamma_{Mc}} \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \quad (5.09)$$

**$c < h_{ef}/2$ :**

Kun ankkurin etäisyys reunasta on pienempi kuin  $h_{ef}/2$ , murtokartiota ei muodostu ja reuna murtuu. Kannallisen pulttivaarnan vetokestävyys halkeilleessa betonissa lasketaan kaavan 5.10 mukaan:

$$N_{Rk,c}^0 = 8c_1 \sqrt{A_h} \sqrt{f_{ck,cube}} \quad (5.10)$$

missä

$A_h$  on pultin kannan kuormituspinta-ala  $= \pi/4(d_h^2 - d^2)$

$d_h$  on kannan halkaisija

$d$  on pultin varren halkaisija.

Kaava 5.10 koskee vain kannallista sileävirtista pulttivaarnaa.

Ankkurin ollessa lähellä peruspilarin reunaa asennetaan pilariin hakateräksiset. Hakateräksiset taas aiheuttavat sen, että peruspilarin reuna ei välttämättä lohkea (kuva 18, A.5 oikea) ja murtokartio voi päästä muodostumaan normaalisti. Näistä seikoista johtuen kaavan 5.10 käytettävyys pitää arvioida tilannekohtaisesti.

Murtokartion muodostuminen betonirakenteen reunan läheisyydessä olevissa ankkureissa (reunan lohkeamismurtotapauksissa) on alan asiantuntijoiden ja järjestöjen selvityksen alla ja siihenkin saataneen lisätietoa lähiaikoina.

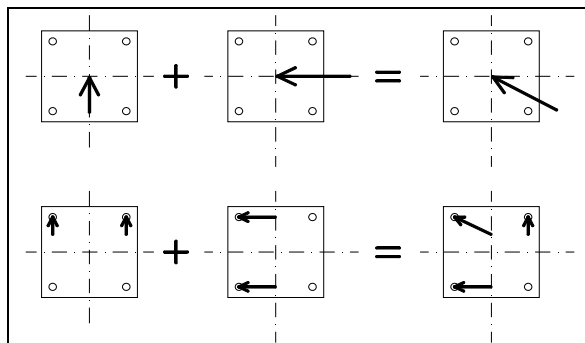
## 5.2 Ankkurin leikkauskestävyys

(yksittäisen ankkurin tarkastelu)

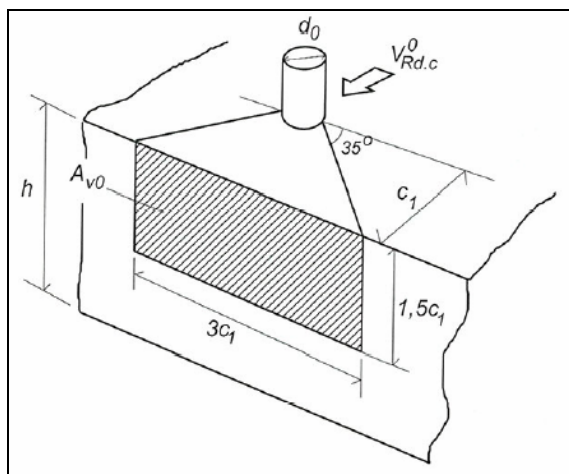
### Kuormitusten jakautuminen

Yleensä kun pilarin alapäässä esiintyy leikkausvoimia, siellä esiintyy myös momenttia. Momentti aiheuttaa osalle peruspulteista vetoa. Momentin ja peruspulttien vetorasituksen ollessa merkittävä ei vedettyjen peruspulttien voi olettaa ottavan vastaan leikkausvoimia. Tällöin mitoitettaessa peruspultteja leikkausvoimalle kuormat jaetaan puristettujen peruspulttien kesken.

Kun momenttia ja leikkausvoimaa on kahteen suuntaan, muodostuu peruspulttiryhmän eri pulteille lukumäärästä riippuen erilaisia kuormituksia. Kuvassa 22 on havainnollistettu kuormitusten erilaista jakaantumista.



Kuva 22. kuormien jakaantuminen eri pulteille



Kuva 23. leikkausvoiman kuormittaman ankkurin murtumismalli perustapauksessa /2, s. 501/

### Mitoitus

Ankkurin leikkauskestävyyden laskennassa on havaittavissa paljon tulkintaeroa. By 210:ssä on vertailtu EC4:n ja CC-menetelmän (=Concrete Capacity) välillä leikkauskestävyyden perusarvoa. Laskin saman vertailulaskelman CEN/TC:n laatiman mitoitusohjeen (lähde 10) mukaan. Esimerkkilaskelmassa tulokset olivat seuraavat:

EC4	139,3 kN	/2/
CC	116,8 kN	/2/
CEN/TC	62,4 kN	

Ero erilaisten laskentamenetelmien kesken on suuri. Laskentamenetelmien tutkiminen ja yhdenmukaistaminen on kuitenkin käynnissä alan asiantuntijoiden ja järjestöjen toimesta, ja tuloksista saataneen kuulla lähiaikoina.

Betonin reunamurto tai nurkkamurto /10/:

Mitoitusehto:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (5.11)$$

Ankkurin leikkauskestävyys lasketaan kaavalla 5.12.

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}^0}{\gamma_{Mc}} \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \psi_{s,V} \psi_{h,V} \psi_{ec,V} \psi_{\alpha,V} \psi_{ucr,V} \quad (5.12)$$

missä

$$V_{Rk,c}^0 = 1,6 d_{nom}^{\alpha} l_f^{\beta} \sqrt{f_{ck,cube}} c_1^{1,5} \quad (5.13)$$

$$\alpha = 0,1 \left( \frac{l_f}{c_1} \right)^{1,5} \quad (5.14)$$

$V_{Rd,c}^0$  on leikkauskestävyyden perusarvo

$l_f$  on  $h_{ef}$  ankkurin halkaisijan ollessa vakio ( $\leq 8d_{nom}$ )



$d_{nom}$  on ankkurin nimellishalkaisija ( $\leq 60mm$ )

$c_1$  on reunaetäisyys voiman suunnassa

$c_2$  on reunaetäisyys voimaa vastaan kohtisuorassa suunnassa

$h$  on betonirakenteen korkeus

$A_{c,V}^0$  on projektiopinta-ala silloin kun nurkka ei vaikuta kestävyYTEEN  
 $= 4,5 c_1^2$  (esitetty kuvassa 24)

$A_{c,V}$  on projektiopinta-ala silloin kun nurkka vaikuttaa kestävyYTEEN  
(esitetty kuvassa 25)

$$A_{c,V} = 1,5c_1(1,5c_1 + c_2) \quad \text{kun } c_2 \leq 1,5c_1, h > 1,5c_1 \quad (5.15)$$

$$A_{c,V} = h(1,5c_1 + c_2) \quad \text{kun } c_2 \leq 1,5c_1, h < 1,5c_1$$

$\psi_{s,V}$  on sovituserroin, joka ottaa huomioon reunan läheisyyden  
(=1, kun  $c_2 \geq 1,5c_1$ )

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \frac{c_2}{1,5c_1} \leq 1 \quad (5.16)$$

$\psi_{h,V}$  on kerroin, joka ottaa huomioon betonirakenteen korkeuden jos se on  
pienempi kuin  $1,5c_1$

$$\psi_{h,V} = \left( \frac{1,5c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1 \quad (5.17)$$

$\psi_{ec,V}$  on kuormituksen epäkeskisyyden huomioon ottava kerroin

$\psi_{\alpha,V}$  on kuormituksen suunnan  $\alpha_V$  huomioon ottava kerroin

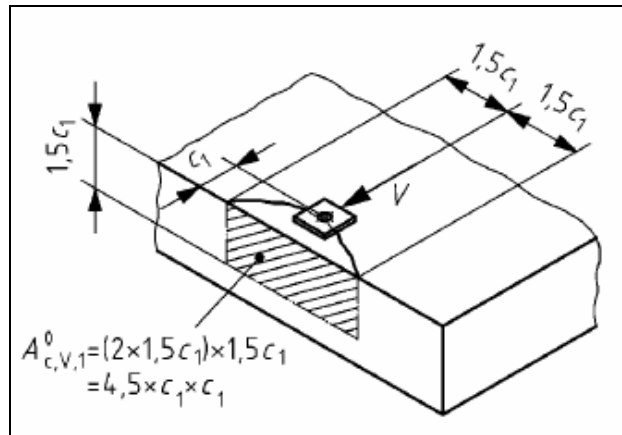
$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,4 \sin \alpha_V)^2}} \geq 1 \quad (5.18)$$

$\psi_{ucr,V}$  on betonin raudoituksen huomioon ottava kerroin

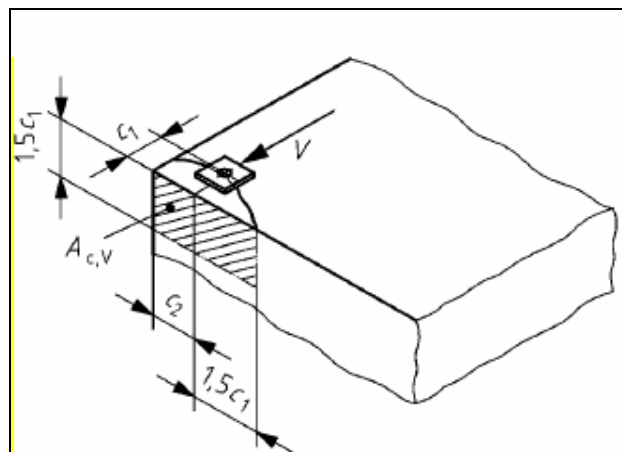
= 1 kun raudoitusta ei ole

= 1,1 kun reunassa on reunaraidoitus (suora raudoitusteräs  $\phi \geq 12$  mm)

= 1,4 kun reunassa on reunaraidoitus ja reuna on hakaraidoitettu tai reunassa  
on verkko ( $a \leq 100$  mm ja  $a \leq 2c_1$ ).



Kuva 24. Projektiopinta-alan muodostuminen perustapauksessa /10/



Kuva 25. Projektiopinta-alan muodostuminen nurkassa /10/

Laskemisen yksinkertaistamiseksi voidaan asettaa seuraavat ehdot:

- Betonirakenteen paksuus  $h \geq 1,5c_1$ .
- Peruspilarin päässä on tiheä hakaraudoitus (huom. kapasiteettia nostava oletus).
- Kuormitus on keskeistä.
- Tarkastellaan yksittäistä ankkuria.
- Kuormituksen suunta on kohtisuorassa lähempään peruspilarin reunaan nähden.

Näillä yksinkertaistuksilla saadaan kaava 5.12 muotoon:

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}^0}{\gamma_{Mc}} \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} 1,4 \psi_{s,V} \quad (5.19)$$

### 5.3 Yhteisvaikutusten tarkastelu

/2, s.506-507/

Kun normaalivoima ja leikkausvoima vaikuttavat ankkuriin samanaikaisesti, pitää tarkastella rasiutusten yhteisvaikutusta.

Kun teräs on määräävä, pitää seuraava ehdon toteutua:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (5.20)$$

Kun betoni on määräävä, pitää seuraava ehdon toteutua:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{1,5} \leq 1,0 \quad (5.21)$$

missä

$N_{Ed}$  on ankkurin mitoitusvetovoima

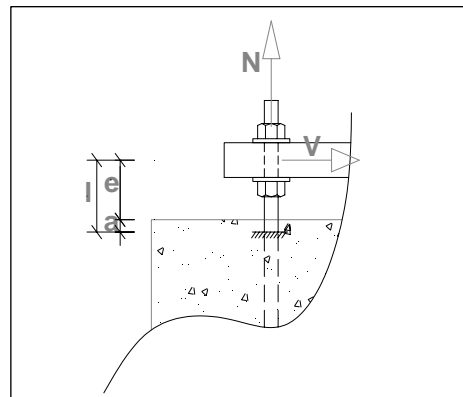
$N_{Rd}$  on ankkurin vetokestävyys =  $N_{Rd,c}^0$  tai  $N_{Rd,c}$  tapauksesta riippuen

$V_{Ed}$  on ankkurin mitoitusleikkausvoima

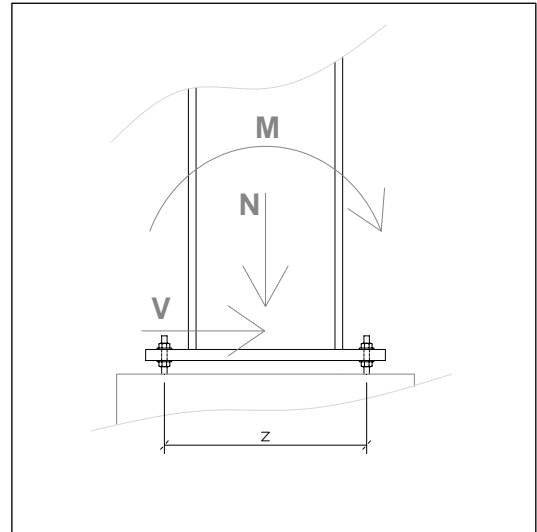
$N_{Rd}$  on ankkurin leikkauskestävyys =  $V_{Rd,c}^0$  tai  $V_{Rd,c}$  tapauksesta riippuen.

### 5.4 Peruspulttien työnaikainen kestävyys

Peruspultteihin muodostuu pilarin normaalivoimasta ja momentista normaalivoimaa. Pilarin leikkausvoima siirtyy peruspulteille sellaisenaan.



Kuva 26. työnaikainen tilanne



Kuva 27. työnaikaiset rasitukset ja sisäinen momenttivarsi

### 5.4.1 Rasitukset

Peruspultille tuleva normaalivoima lasketaan kaavalla 5.22:

$$N_{Sd,1} = \frac{N_{Sd}}{n} + \frac{M_{Sd}}{\frac{n}{2}z} \quad (5.22)$$

missä

$N_{Sd,1}$  on yhdelle pultille tuleva normaalivoima

$n$  on pulttien lukumäärä liitoksessa

$M_{Sd}$  on pilarin juuressa vaikuttava momentti

$z$  on sisäinen momenttivarsi (kuva 27).

Peruspultille tuleva leikkausvoima lasketaan kaavalla 5.23:

$$V_{Sd,1} = \frac{V_{Sd}}{n} \quad (5.23)$$

missä

$V_{Ed,1}$  on yhdelle pultille tuleva leikkausvoima

$n$  on pulttien lukumäärä liitoksessa.

Peruspultille tuleva taivutusmomentti lasketaan kaavalla 5.24:

$$M_{sd,1} = V_{sd,1} \frac{l}{\alpha_M} \quad (5.24)$$

missä

$M_l$  on yhdelle pultille tuleva taivutusmomentti

$l$  on momenttivarsi =  $e+a$

$e$  on betonivalun pinnan etäisyys leikkausvoiman vaikutustasosta

$a$  on betonin sisään jäävä pultin kierteellisen osan mitta

$\alpha_M$  on peruspultin pään kiinnittymiskerroin

= 2 kun pultin pää ei voi kiertyä eli pohjalevyn molemmin puolin on mutteri  
(kuten kuvassa 26)

= 1 kun pultin pää voi kiertyä.

## 5.4.2 Kestävyydet

### Normaalivoima

Jos suhteellinen hoikkuus  $\bar{\lambda}_k \leq 0,2$  voidaan olettaa että peruspultit eivät pääse nurjahtamaan /14/, jolloin mitoitus vedolle ja puristukselle eivät poikkea toisistaan.

Taulukossa 8 on esitetty rajapituudet eri pulteille suhteellinen hoikkuuden arvolla 0,2. Rajapituudet on laskettu myötölujuudella 355 N/mm<sup>2</sup> ja kimmokertoimella 210 000 N/mm<sup>2</sup> tapauksessa, jossa pultti on molemmista päistään jäykästi kiinnitetty ja toisesta päästään sivusiirtyvä.

Rajapituudet on laskettu kaavasta 5.25 johtamalla.

$$\bar{\lambda}_k = \frac{L_c}{i \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (5.25)$$

Taulukko 6. pultin rajapituus, jossa nurjahdusta ei tarvitse huomioida

$D_{nom}$	$D_{ef}$	$I_{ef}$ $= \frac{\pi r^4}{4}$	$A_{ef}$	$i_{ef}$ $= \sqrt{\frac{I_{ef}}{A_{ef}}}$	$L_c$ $= \frac{0,2i\pi}{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}$	$L$ $= \frac{L_c}{1,2}$
12	10,4	566	84,3	2,6	39,6	<b>33,0</b>
16	14,1	1962	157	3,5	54,0	<b>45,0</b>
20	17,7	4777	245	4,4	67,5	<b>56,2</b>
24	21,2	9916	353	5,3	81,0	<b>67,5</b>
30	26,7	25045	561	6,7	102,1	<b>85,1</b>
36	32,3	53117	817	8,1	123,2	<b>102,7</b>
39	35,0	73645	962	8,7	133,7	<b>111,4</b>
45	40,5	132015	1288	10,1	154,7	<b>128,9</b>
52	47,0	239546	1735	11,8	179,6	<b>149,6</b>
60	55,0	449245	2376	13,8	210,1	<b>175,1</b>

Kun nurjahdus ei ole mitoittava tekijä mitoitusvoiman  $N_{Sd}$  tulee täyttää ehto:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (5.26)$$

missä

$$N_{Rd} = \frac{A_0 f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.27)$$

$N_{Rd}$  on pultin puristuskestävyys

$A_0$  on pultin pinta-ala momentin maksimikohdassa.

### Leikkaus

Leikkausvoiman mitoitusarvon  $V_{Sd}$  tulee täyttää ehto:

$$V_{Sd} \leq V_{pl.Rd} \quad (5.28)$$

missä

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{\gamma_{M0}} \quad (5.29)$$

$V_{pl.Rd}$  on pultin plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo

$A_v$  on pultin leikkauspinta-ala.

### Taivutusmomentti

Kun leikkausvoimaa ei ole, taivutusmomentin mitoitusarvon  $M_{Sd}$  tulee täyttää ehto:

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd} \quad (5.30)$$

missä

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.31)$$

$M_{pl,Rd}$  on pultin plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyyden mitoitusarvo

$W_{pl}$  on pultin plastisuusteorian mukainen taivutusvastus.

### 5.4.3 Yhdistetyt rasitukset

Leikkausvoiman ollessa alle 50 % plastisuusteorian mukaisesta kestävydestä, yhdistetyt rasitukset tarkistetaan kaavalla 5.32.

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} + \left[ \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right]^2 \leq 1,0 \quad (5.32)$$

Kun leikkausvoima ylittää puolet plastisuusteorian mukaisesta

leikkauskestävyydestä, tulee ottaa huomioon sekä leikkausvoiman että

normaalivoiman vaikutus plastisuusteorian mukaiseen taivutuskestävyyteen.

Tällöin poikkileikkauksen kestävyden mitoitusarvo momentin ja normaalivoiman

yhdistelmälle lasketaan käyttäen pienennettyä myötörajaa  $f_{y,eff}$  kaavan 5.33

mukaisesti.

$$f_{y,eff} = (1 - \rho) f_y \quad (5.33)$$

missä

$$\rho = \left( \frac{2V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.34)$$

Alennetuksi taivutusmomentin mitoitusarvoksi saadaan:

$$M_{N.Rd} = M_{pl.Rd} \frac{f_{yeff}}{f_Y} \quad (5.35)$$

Alennetuksi normaalivoiman mitoitusarvoksi saadaan:

$$N_{N.Rd} = N_{pl.Rd} \frac{f_{yeff}}{f_Y} \quad (5.36)$$

Yhteisvaikutusehdoksi saadaan:

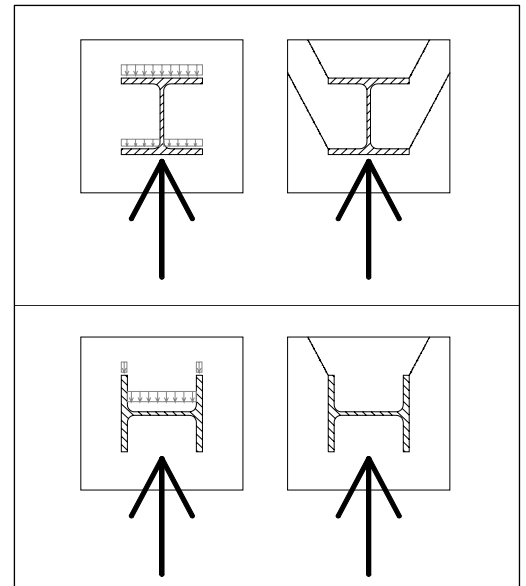
$$\frac{M_{Sd}}{M_{N.Rd}} + \left[ \frac{N_{Sd}}{N_{N.Rd}} \right]^2 \leq 1,0 \quad (5.37)$$



## 6 LEIKKAUSPALA

Kun peruspulttien kapasiteetti ei riitä leikkausvoimien siirtämiseen perustuksille, käytetään usein leikkauspala. Leikkauspala kiinnitetään pohjalevyyn hitsaamalla konepajalla. Leikkauspalana pyritään käyttämään standardisoituja I-profiileita, mutta yleensä tulee tehokkaammaksi käyttää hitsattuja profileja.

Leikkauspalan mitoittaminen ja rasisitusten jakautuminen vaihtelee merkittävästi erilaisten profiilien välillä. Rasisitusten jakautumista pitää aina tarkastella profiilityypikohtaisesti. Kuvassa 28 on esitetty yksinkertaistettuna leikkausvoiman jakautuminen leikkauspalassa ja betonissa sekä betonin murtuminen riippuen kuormituksen suunnasta.



Kuva 28. leikkausvoimien jakautuminen

Laskennassa leikkauspalan leikkausvoiman ei voida olettaa jakaantuvan tasaisesti koko poikkileikkaukselle. Leikkausvoima jakaantuu leikkausvoiman suuntaisille laipoille tai uumille eli esimerkiksi kuvan 28 ylemmässä osassa vain uumalle.

### 6.1 Kitkan vaikutus

Jos pilarin puristava normaalivoima on merkittävän suuri, osa pilarin leikkausvoimasta siirtyy peruspilarille kitkan vaikutuksesta. Kitkan muodostuminen edellyttää, että pohjalevyn ja betonin välille muodostuu pintapaine eivätkä peruspultit kanna pilaria.

Jotta pintapaine pääsee muodostumaan, pitää jälkivalussa käytettävän juotoslaastin kutistuman olla pienempi kuin työnaikaisen tilanteen jälkeinen peruspulttien

kutistuma ja pohjalevyn muodonmuutos. Jälkivalu kutistuu aina laastin laadusta riippumatta. Kutistuman suuruus on kuitenkin enintään 0.75 ‰, yleensä vähemmän /2/. Koska peruspultteja ei mitoiteta mitoitusnormaalivoimalle, voidaan olettaa että ne kutistuvat lähelle myötörajaa, jolloin kokonaismuodonmuutos on suuruusluokkaa 1 ‰ ( $= f_y / E$ ). Lisäksi pohjalevyyn tulee mitoitusvoimasta kimmoisia muodonmuutoksia, jotka ovat leikkausvoiman vastaanottavassa osassa edulliseen suuntaan. Edellä mainittujen oletusten perusteella peruspulttien ja pohjalevyn muodonmuutos on suurempi kuin jälkivalun ja normaalivoima siirtyy pohjalevyltä suoraan betonille.

Kitkan vaikutuksen huomiointi pitää määrittää tapauskohtaisesti. Kitkakerroin  $\mu$  betonin ja teräksen välillä on eri lähteistä riippuen 0,3...0,7. Kitkakertoimen arvolla  $\mu = 0,3$  tulos on varmalla puolella. Kitkavoima  $F_{fr}$  vähentää ankkureita tai leikkauspalaa rasittavaa leikkausvoimaa  $V_{Sd}$ . Kitkavoima lasketaan kaavalla 6.01:

$$\begin{aligned} F_{fr,d} &= \mu \cdot N_{Sd} \\ F_{fr,d} &= 0,3 N_{Sd} \end{aligned} \quad (6.01)$$

missä

$N_{Sd}$  on pohjalevyn ja peruspilarin pintaa vastaan kohtisuorassa vaikuttavan pintapaineen resultantti.

Käytännössä kitkan vaikutuksen tarkka laskeminen on hankalaa jos muuttuvaa kuormaa tai momenttia on paljon. Kitkan vaikutus on kuitenkin hyvä tiedostaa ja mahdollisuuksien mukaan huomioida mitoituksessa.

## 6.2 Profiilin ja pituuden määrittäminen

Leikkauspalan päätehtävä on viedä pilarin leikkausvoima perustuksille. Profiili suunnitellaan siis siten, että sen leikkausvoimakapasiteetti on hyvä voiman suunnassa. Jos leikkausvoima vaikuttaa kahteen suuntaan, päädytään usein käyttämään hitsattuja profileja.

Profiilissa pitää olla riittävän jäykkä ja riittävän leveä osa, joka välittää kuormituksen betonille puristuksena. Osan pinta-ala on oltava riittävän suuri, että betonin paikallinen puristuskestävyys ( $\leq 3f_{cd}$ ) ei ylitä mitoitusvoiman vaikutuksesta. Pintapaineen leikkauspalan ja betonin välillä on täytettävä seuraava ehto:

$$\delta_c \leq 3f_{cd} \quad (6.02)$$

missä

$$\delta_c = \frac{F_v}{A_c} \quad (6.03)$$

$$A_c = lb_{ef} \quad (6.04)$$

$l$  on leikkauspalan pituus

$b_{ef}$  on leikkauspalan tehokas leveys betonin puristukselle.

Kaava 6.02 on johdettu BY50:ssä kohdassa 2.2.7.1 olevasta paikallisen puristuskestävyyden kaavasta. Kaavassa 6.02 oletetaan, että jakaantumisaluetta on riittävästi ja paikallinen puristuskestävyys saavuttaa maksimiarvonsa ( $=3f_{cd}$ ). Käytännössä maksimiarvoa ei aina saavuteta ja paikallinen puristuskestävyys pitää määrittää tapauskohtaisesti. Paikallisen puristuskestävyyden määrittäminen on esitetty kohdassa 7.1 Paikallinen puristuskestävyys.

Osan jäykkyyden on oltava niin suuri, että taipuma (kuvat 29 ja 30) ei ylitä betonin murtopuristuman  $\varepsilon_{cu}$  arvoa ( $=3,5 \text{ ‰}$ ). Leikkauspalan pituussuuntainen taipuma on osoittautunut merkitykseltään vähäiseksi poikittaiseen taipumaan verrattuna. Puristuspinna-alan määrittämisessä tehokas mitta  $b_{eff}$  määritetään seuraavasti:

Kuvan 29 mukaisessa tilanteessa:

$$\frac{w_b}{b_{ef}/2} \leq 3,5\text{‰}$$

$$\Rightarrow w_b \leq \frac{b_{ef}}{2} \cdot 3,5\text{‰} \approx \frac{b_{ef}/2}{28,6} \quad (6.05)$$

Ulokepalkin taipuma  $w = \frac{p \cdot l^4}{8EI}$ . Kun sijoitetaan kaavaan  $w$ :n paikalle edellisestä

kaavasta saatu  $\frac{b_{ef}/2}{28,6}$  ja  $b_{ef}/2$ :n ollessa ulokkeen pituus  $l$  saadaan:

$$\frac{l}{28,6} = \frac{p \cdot l^4}{8EI}$$

$$\frac{l^4}{l} = \frac{8EI}{28,6 \cdot p}$$

$$l = \sqrt[3]{\frac{8EI}{28,6 \cdot p}} = \frac{b_{ef}}{2}$$

$$b_{ef} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{8EI}{28,6 \cdot p}} \quad (6.06)$$

Kuvan 30 mukaisessa tilanteessa:

$$\frac{w_b}{b_i/2} \leq 3,5\text{‰}$$

$$\Rightarrow w_b \leq \frac{b_i}{2} \cdot 3,5\text{‰} \approx \frac{b_i}{57} \quad (6.07)$$

Päistään jäykästi tuetun palkin taipuma  $w = \frac{1}{384} \frac{p \cdot l^4}{EI}$ . Kun sijoitetaan kaavaan

$w$ :n paikalle edellisestä kaavasta saatu  $\frac{b_i}{57}$  ja  $b_i$ :n ollessa kentän pituus  $l$  saadaan:

$$\frac{l}{57} = \frac{1}{384} \frac{p \cdot l^4}{EI}$$

$$\frac{l^4}{l} = \frac{384EI}{57 \cdot p}$$

$$l = \sqrt[3]{\frac{384EI}{57 \cdot p}} = b_i$$

$$b_{ef} = \Sigma b_i + b_{uut}$$

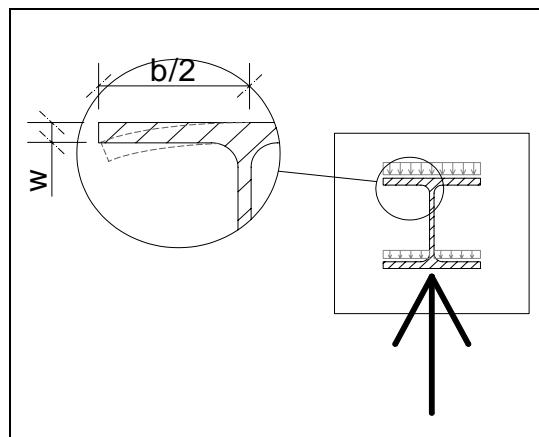
(6.08)

missä

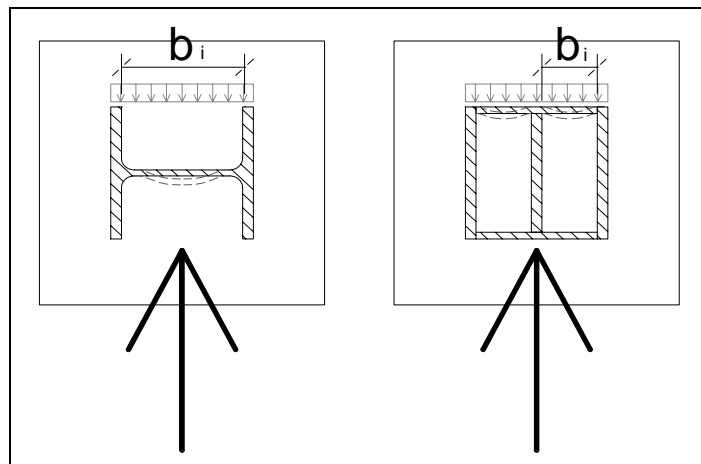
$w_b$  on taipuma leveyssuunnassa

$b_i$  on tarkasteltavan kentän leveys

$p$  on tasainen kuorma (= pilarin alapään leikkausvoima/leikkauspalan tehokas leveys).



Kuva 29. Leikkauspalan poikittainen taipuminen ulokkeena



Kuva 30. Leikkauspalan poikittainen taipuminen kenttänä

Leikkauspalassa on aina sekä taivutusmomenttia että leikkausta, ja yhdistetyt rasitukset määrittelevät poikkileikkauksen kestävyys.

### 6.3 Leikkauspalan taivutuskestävyys

Leikkauspalan pituussuuntaisessa tarkastelussa taivutusmomentin arvo  $M_{Sd}$  saadaan kaavalla 6.09:

$$M_{Sd} = V_{Sd} \cdot \frac{l}{2} \quad (6.09)$$

missä

$V_{Sd}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo

$l$  on leikkauspalan pituus.

Leikkauspalan poikittaissuuntaisessa tarkastelussa taivutusmomentin arvo  $M_{Sd}$  saadaan kaavalla 6.10:

$$M_{Sd} = R \cdot e \quad (6.10)$$

missä

$R$  on taivutusmomenttia aiheuttava resultanttivoima tilanteesta riippuen

$e$  on resultantin  $R$  etäisyys.

Taivutusmomentin mitoitusarvon  $M_{Sd}$  tulee täyttää ehto:

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd} \quad (6.11)$$

missä

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.12)$$

$M_{pl,Rd}$  on leikkauspalan plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyyden mitoitusarvo

$W_{pl}$  on leikkauspalan plastisuusteorian mukainen taivutusvastus.

## 6.4 Leikkauspalan leikkauskestävyys

Leikkauspalan leikkausvoima pitää määrittää. Leikkausvoiman mitoitusarvon  $V_{Sd}$  tulee täyttää ehto:

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (6.13)$$

missä

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{\gamma_{M0}} \quad (6.14)$$

$V_{pl,Rd}$  on plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo  
 $A_v$  on leikkauspalan leikkauspinta-ala.

## 6.5 Leikkauspalan yhdistetyt rasitukset

Leikkauspalan yhdistettyjen rasitusten tarkastelussa tutkitaan seuraavat jännitykset:

1. leikkauspalan pituussuuntaisen taivutuksen aiheuttama jännitys kahteen suuntaan
2. leikkauspalan poikittaisen taivutuksen aiheuttama jännitys kahteen suuntaan
3. leikkausvoiman aiheuttama jännitys leikkausta vastaan ottavissa rakenneosissa.

Kuvassa 31 on havainnollistettu jännitysten jakaantumista kolmen eri pisteen kesken:

Piste 1:

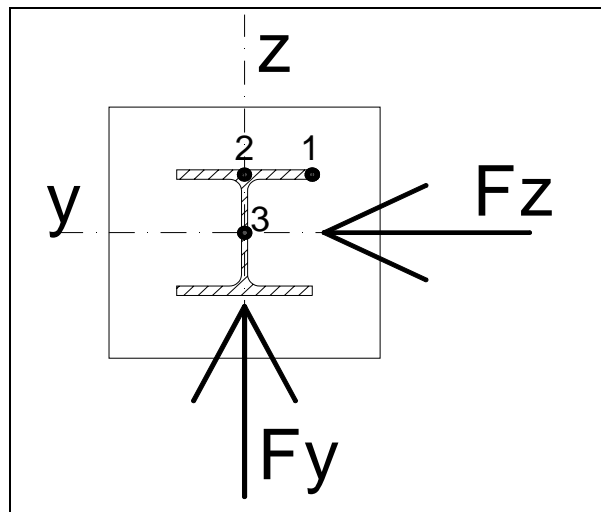
- leikkausjännitys voimasta  $F_z$
- taivutusjännitys voimasta  $F_z$
- taivutusjännitys voimasta  $F_y$ .

Piste 2:

- leikkausjännitys voimasta  $F_z$
- leikkausjännitys voimasta  $F_y$
- taivutusjännitys voimasta  $F_y$
- poikittainen taivutusjännitys voimasta  $F_z$  (uuman tukimomentti)
- poikittainen taivutusjännitys voimasta  $F_y$  (laipan tukimomentti).

Piste 3:

- leikkausjännitys voimasta  $F_y$
- poikittainen taivutusjännitys voimasta  $F_z$ . (uuman kenttämomentti).



Kuva 31. leikkauspalan yhdistetyt rasitukset eri pisteissä

Mikä tahansa edellä mainituista pisteistä voi olla määräävä yhdistettyjen rasitusten tarkastelussa. Kaikkien pisteiden pitää täyttää kaavan 6.15 mukainen ehto /14/:

$$\sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 - \delta_x \cdot \delta_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.15)$$

missä

$\delta_x$  ja  $\delta_y$  ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa vaikuttavia normaalijännityksiä merkkeineen:

$\delta_x$  on poikittaisesta taivutuksesta aiheutuva jännitys

$$= \Sigma \frac{M_{Sd}}{W_{pl}}$$

$W_{pl}$  on tarkasteltavan osan (laippa tai uuma) plastisuusteorian mukainen taivutusvastus

$\delta_y$  on pituussuuntaisesta taivutuksesta aiheutuva jännitys

$$= \Sigma \frac{M_{Sd}}{W_{pl}}$$

$W_{pl}$  on tarkasteltavan osan (leikkauspala) plastisuusteorian mukainen taivutusvastus.

$\tau_{xy}$  on leikkausjännitys samassa pisteessä

$$= \frac{V_{Sd,z}}{A_z} + \frac{V_{Sd,y}}{A_y}$$

$V_{Sd,z}$  on z-suuntaan vaikuttava leikkausvoima

$A_z$  on z-suunnan leikkausvoiman vastaanottavien pinta-alojen summa.



## 7 PERUSPILARI

Peruspilari mitoitetaan normaalina pilarina vallitseville rasituksille.

Peruspulttiliitoksen tarkasteluun kuuluu peruspilarin pään lisäraudoituksen mitoittaminen ja paikallisen puristuskestävyyden tarkastaminen pilarin normaalivoimalle ja leikkaukselle.

### 7.1 Paikallinen puristuskestävyys

/1, s.57/

Paikallinen puristuskestävyys pilarin normaalivoimalle ja pilarin leikkausvoimasta aiheutuvalle puristukselle lasketaan kaavalla 7.01:

$$F_{u,Rd} = A_{c0} f_{cd} \sqrt[n]{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq k A_{c0} f_{cd} \quad (7.01)$$

missä

$k = 3$  ja  $n = 2$  kun  $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$

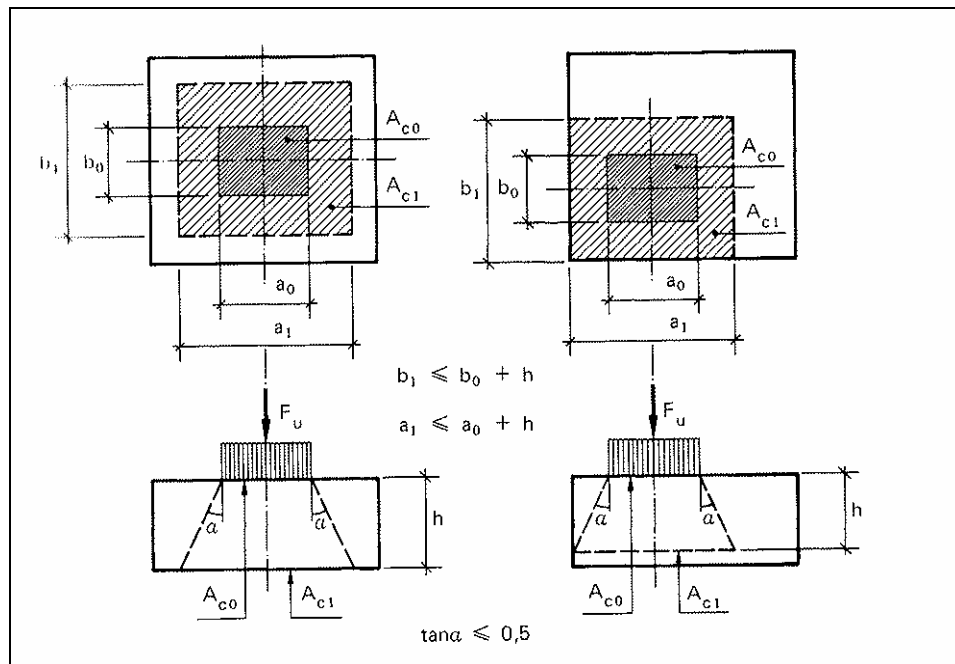
$k = 2,5$  ja  $n = 2,5$  kun  $1800 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$

$k = 2$  ja  $n = 3$  kun  $\rho < 1800 \text{ kg/m}^3$

$A_{c0}$  on kuormitetun pinnan ala  $= a_0 b_0$

$A_{c1}$  on kuorman jakaantumispinnan ala  $= a_1 b_1$ .

Jos paikallinen puristuskestävyys leikkauspalasta välittyvälle puristukselle jää pienemmäksi kuin  $3f_{cd}$ , pitää se huomioida leikkauspalan koon mitoituksessa kohdassa 6.



Kuva 32. Kuormituksen jakautuminen /1, s.57/

## 7.2 Halkaisuvoimat

Jos betonin halkaisukapasiteetti riittää ottamaan vastaan paikallisesta puristuksesta aiheutuvat vaakavoimat, ei ylimääräistä raudoitusta tarvita. Betonin halkaisukapasiteetti ei ylitä, jos kaavan 7.02 ehto täyttyy.

$$\frac{1,2F_{Sd}}{A_{c0}} \leq f_{cd} \quad (7.02)$$

Halkaisuvoimat lasketaan kaavalla 7.03:

$$F_t = 0,25F_d \left( 1 - \frac{b_0}{b_1} \right) \quad (7.03)$$

missä

$F_{Sd}$  on kuormittavan voiman laskenta-arvo

$b_0$  on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

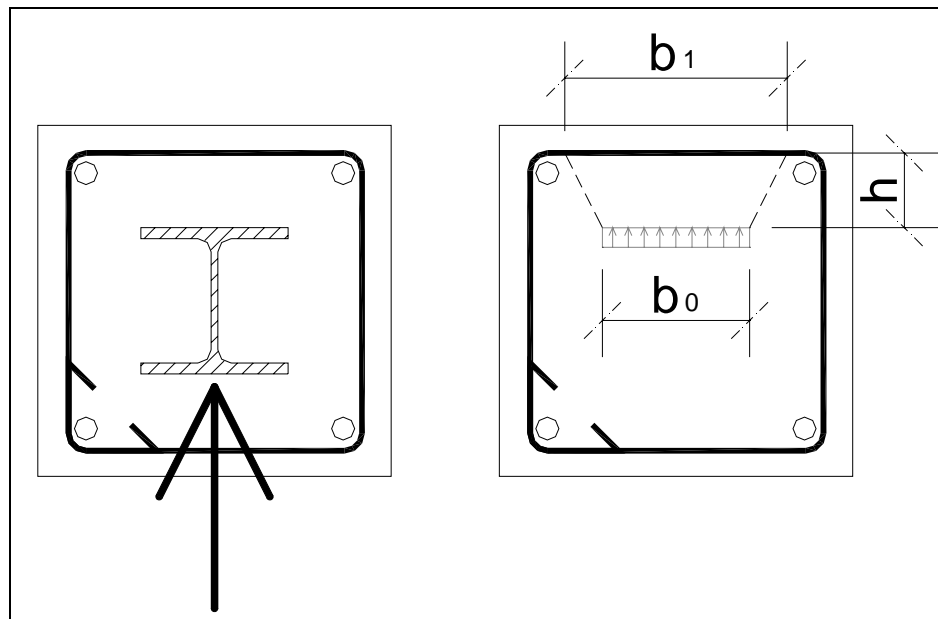
$b_1$  on jakaantumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

### Pilarin puristuksesta aiheutuvat halkaisuvoimat

Kuorman vaikutuspinta  $A_{c0}$  ja jakaantumispinta  $A_{c1}$  määräytyvät kuvan 30 mukaan. Mitta  $b_0$  on pohjalevyn leveys ja mitta  $a_0$  vaihtelee kuormitustapauksesta riippuen. Keskeisellä kuormituksella  $a_0$  on pohjalevyn leveys toiseen suuntaan ja momentin vaikuttaessa  $a_0$  on puristuspinnan korkeus  $y$  (kaava 4.19).

### Pilarin leikkauksesta aiheutuvat halkaisuvoimat

Kuvassa 33 on havainnollistettu kuorman jakaantumista leikkauspalalta betonille. Kuorman vaikutuspinta  $A_{c0}$  on leikkauspalan pinta ja kuorman jakaantumispinta  $A_{c1}$  on hakaraidoituksen keskiön kautta kulkeva taso ( $b_1$  kuvassa 33). Jos leikkauspalan sijoitus peruspilarissa on epäkeskeinen, jakaantumispinta-alan määrittäminen tapahtuu kuvan 32 mukaan.



Kuva 33. Kuormituksen jakautuminen leikkauspalalta leikkaushaoille

## 8 JOHTOPÄÄTÖKSET

Lähtökohta työhön oli, että saatavien tulosten on oltava ehdottoman luotettavia, jotta työn pohjalta tehtävää mitoitusohjelmaa voitaisiin käyttää turvallisesti. Tämä seikka ei osoittautunut työssä hankalaksi, sillä työssä laaditut kaavat ja ohjeet ovat alan normien ja vakiintuneiden laskentatapojen mukaisia.

Toinen lähtökohta oli, että käytettävien kaavojen ja menetelmien pitää olla mahdollisimman yksinkertaisia ja selkeitä. Joitakin asioita piti käsitellä yksinkertaistettuna ja määrittää niiden mitoittamiseen soveltuvat kaavat. Rakenteiden toiminnan yksinkertaistaminen helpotti asioiden käsittelyä ja laskentamenetelmistä tuli helposti käytettäviä.

Lähteitä oli runsaasti ja sama asia saattoi olla eri lähteissä eri tavalla käsitelty. Pyrin löytämään eri laskentamenetelmistä parhaiten työn luonteeseen sopivan eli menetelmän, joka on riittävän yksinkertainen ja jonka käyttö tulevassa mitoitusohjelmassa on havainnollista ja vaivatonta.

Peruspulttiliitoksen mitoittaminen osoittautui yllättävän haasteelliseksi ja runsastoiseksi. Siksi uskon että työn pohjalta tehtävä mitoitusohjelma tulee olemaan hyödyllinen apuväline peruspulttiliitosten mitoittamisessa.

## LÄHTEET

Painetut lähteet:

- 1 By 50, Betoninormit 2004. Suomen Betonitieto Oy. Helsinki 2006.
- 2 By 210, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005. Suomen Betonitieto Oy. Helsinki 2006.
- 3 Hitsatut profiilit –käsikirja 2005. Teräsrakenneyhdistys ry (TRY).  
Teräsrakenneyhdistys. Helsinki 2005.
- 4 RIL 167-2 Teräsrakenteet II. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. Helsinki 1992.
- 5 SFS-EN 1993-1-1. Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 2005
- 6 SFS-EN 1993-1-8. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 1995
- 7 SFS-ENV 1992-1-1. Eurocode 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 1994
- 8 SFS-ENV 1993-1-1. Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 1994

Painamattomat lähteet:

- 9 Design of Fastenings for Use in Concrete, Final Draft, Part 1: General.  
06/2006. Technical Committee CEN/TC 250.
- 10 Design of Fastenings for Use in Concrete, Final Draft, Part 2: Headed Studs.  
08/2006. Technical Committee CEN/TC 250.
- 11 Eurokoodi help desk. [www-sivu] Rakennusteollisuus RT ry – Ympäristöministeriö  
– Metsäteollisuus ry – Tiehallinto – MetSta – SFS ry – RIL ry. [viitattu 12.4.2007].  
Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi>.
- 12 Mäkinen Esko, rakennetekniikan asiantuntija. Tutkintotyön ohjauskeskustelu  
5.4.2007. Pöyry Civil Oy.
- 13 PPM-peruspultit, HPM-harjateräspultit 8/2002. [www-sivu] Peikko Finland Oy.  
[viitattu 30.3.2007] Saatavissa: <http://www.peikko.fi>.
- 14 RakMK-B7, Teräsrakenteet. Ympäristöministeriö, asunto- ja rakennusosasto 1996.